



EPS

Escola Politècnica
Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Tècn. Ind. Mecànica. Pla 2002

Títol: Disseny d'una nau industrial amb estructura i fonamentació de formigó prefabricat

Document: 1.- Memòria. Annex A: Estudi Geotècnic

Alumne: Imma Duran Sureda

Director/Tutor: Albert Turon Travesa

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: MMCTE

Convocatòria (mes/any): Gener 2009

Obra: EDIFICI

C/Lleida – C/Can Gurri,
parcel·la 17 (Pol. Ind. Els Batzacs)

LLICÀ DE VALL

Informe: N° 15157·06·07

ESTUDI GEOTÈCNIC

JUNY DE 2007



EMPRESA ACREDITADA PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA, segons R.D. 257/2003 a 21 d'Octubre, en:

- 1) Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics, n° d'identificació 06163GTL06(B), 24 d'Abril de 2006.
- 2) Àmbit de sondeigs, recollida de mostres i assaigs in situ per a reconeixements geotècnics (GTC), assaigs bàsics, n° d'identificació: 06048GTC05(B), 9 de Desembre de 2007.

Í N D E X

1.- ANTECEDENTS

1.1. Reconeixement del terreny

2.- TREBALLS REALITZATS

2.1. Sondeigs mecànics a percussió

2.2. Sondeig mecànic a rotació

2.3. Assaigs SPT

2.4. Assaigs de laboratori

2.5. Cales mecàniques

3.- CONTEXT GEOLÒGIC

4.- LITOLOGIA I CARACTERÍSTIQUES GEOTÈCNIQUES

4.1. Unitat de reblert i terreny vegetal

4.2. Unitat Quaternària

5.- NIVELL FREÀTIC

5.1. Coeficient de permeabilitat segons el DB HS 1

6.- CONSIDERACIONS GEOTÈCNIQUES

6.1. Introducció

6.2. Estudi d'una fonamentació superficial a semiprofunda

a) Cota i tipologia de la fonamentació

b) Condició d'estabilitat general

7.- RIPABILITAT I EMPENTA DE TERRES

8.- CONSIDERACIONS SOBRE EXPLANADES

a) Unitat Quaternària

9.- SISMICITAT

10.- CONCLUSIONS

ANNEX I

- Mètodes pressiomètrics

ANNEX II

REPORTATGE FOTOGRÀFIC

PLÀNOL DE SITUACIÓ

PERFIL ESTRATIGRÀFIC

GRÀFICS DELS SONDEIGS

ACTES DE LABORATORI

1.- ANTECEDENTS

A petició de **WHITE TRANS, S.L.**, segons les instruccions rebudes i en base al nostre pressupost Nº 368·05·07 s'ha realitzat en el lloc indicat en el plànol adjunt, un estudi de sòls amb la finalitat de conèixer:

- a) Resultats dels sondeigs a percussió, a rotació i presa de mostres per determinar els perfils geològics i estratigràfics.
- b) Valors de les característiques mecàniques del sòl, obtingudes per mitjà dels assaigs geotècnics efectuats "in situ" i al laboratori.
- c) Consideracions i recomanacions sobre la cota i tipologia de la fonamentació.

1.1. Reconeixement del terreny

Segons el Documento Básico SE-C, a continuació s'indicarà la tipologia de l'edificació, el tipus de terreny, la superfície i el número de plantes de la parcel·la estudiada:

TIPUS DE CONSTRUCCIÓ	C-1
GRUP DE TERRENY	T-2
SUPERFÍCIE CONSTRUÍDA	> 300,0 m²
NÚEMRO DE PLANTES	PB+PP

2.- TREBALLS REALITZATS

2.1. Sondeigs mecànics a percussió

Durant el mes de Juny de 2007, s'han dut a terme:

2 sondeigs a percussió

amb la nostra sonda de penetració dinàmica model "PD-TAENZER". En aquest tipus de sonda avalada per la llarga experiència, es comptabilitza el número de cops necessaris per clavar 10 cm del tub en el seu avançament en el sòl per mitjà de la caiguda lliure sobre ell mateix, d'una massa de 115 Kg de pes. Aquesta copeja en cadència aproximada de 50 a 60 cops per minut i amb una alçada constant regulada de caiguda de 40 cm, obtenint-se així dades sobre la resistència del sòl en el punt d'assaig, per mitjà d'un registre continu de la penetració en el seu número de cops.

Al mateix temps va recollint-se, a la sabata de clavar (tub inicial), un testimoni continu amb mostres alterades i recuperació relativa que s'identifica visualment. Les mostres més vàlides i representatives van ser analitzades al nostre laboratori "Labotest" per tal d'obtenir dades significatives.

El número de cops del PD-TAENZER per cada 10 cm està correlacionat empíricament amb el copeig N obtingut amb el SPT (Standard Penetration Test), expressant-se aquesta relació mitjançant l'equació:

$$N = K \cdot N_1$$

essent K un coeficient variable entre 0,8 i 1,2, segons el tipus de terreny i profunditat que es consideri. Per terrenys granulars i cotes superficials es fa servir el valor màxim de 1,2 i per terrenys argilosos i profunds, el mínim de 0,8.

A les parets dels sondeigs s'han realitzat un total de **4 assaigs** "in situ" amb el pressiòmetre TEXAM.

2.2. Sondeig mecànic a rotació

Durant el mes de Juny de 2007, s'ha dut a terme la realització d'un sondeig mecànic a rotació, amb extracció de mostra contínua, mitjançant una sonda d'avançament hidràulic, amb bateries simples i amb corones de widia i diamant, segons les exigències imposades pel subsòl.

Sent el percentatge de recuperació dels testimonis de l'ordre del 95% als sòls cohesius i de l'ordre del 80% als sòls detrítics, si bé en algun tram aquesta recuperació ha pogut disminuir fins a un 70 %.

Respecte al diàmetre de perforació, aquest ha oscil·lat entre 115 i 86 mm, segons les necessitats dels sondeigs i la seva fondària.

La fondària màxima assolida pel sondeig ha estat de 12,0 metres.

2.3. Assaigs SPT

A l'interior dels sondeigs mecànics a rotació, a mesura que aquests es perforaven, i prèvia neteja del seu fons, s'han efectuat un total de **4 assaigs SPT** (Standard Penetration Test) (veure figura 1), consistents en la penetració d'un agafamostres normalitzat, mitjançant la caiguda d'una massa de 63,5 Kg de pes des d'una alçada de 76 cm.

La penetració s'efectua amb quatre trams de 15 cm cadascun, denominant-se valor N a la suma dels cops dels dos trams intermitjos.

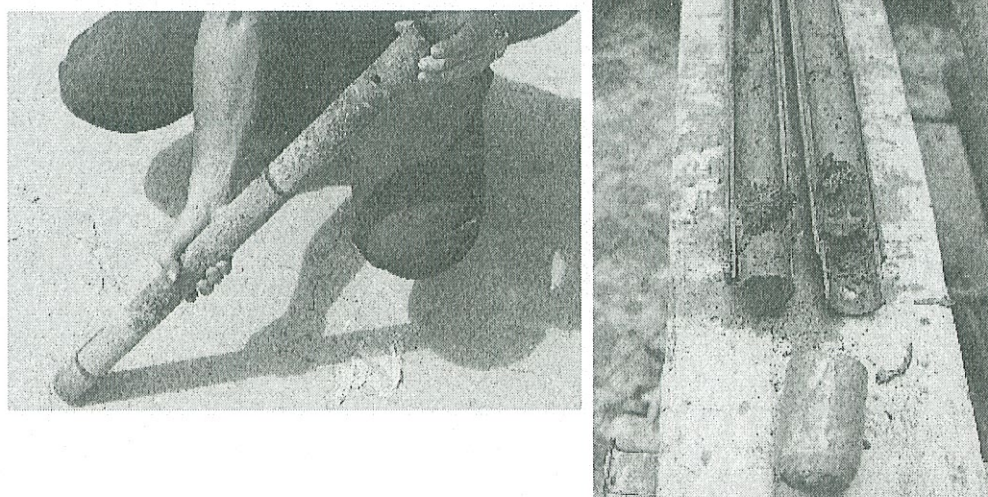


Figura 1. Aspecte que presenta el SPT (esquerre) així com la mostra que es recull al seu interior (dreta).

2.4. Assaigs de laboratori

A l'interior dels sondeigs a rotació, es van agafar **4 mostres inalterades** amb les que s'han dut a terme els següents assaigs de laboratori, realitzats al nostre laboratori acreditat per la Generalitat de Catalunya:

Compressió simple	3
Tall directe	3



Figura 2. Aspecte que presenta l'agafamostres durant el seu muntatge (esquerra) i amb la mostra inalterada en el seu interior (dreta).

2.2. Cales mecàniques

Durant el mes de Juny de 2007, s'han dut a terme **3 cales** (veure figura 3) tal i com es pot observar al plànol adjunt, amb la finalitat de reconèixer les litologies del subsòl agafant les mostres necessàries per a realitzar els assaigs de laboratori d'identificació i classificació amb els que poder caracteritzar-les com a materials per a explanades.



Figura 3. Realització de la cala C-1

Les profunditats màximes assolides per cadascuna d'elles són les següents:

Cala C-1	4,0 m
Cala C-2	4,0 m
Cala C-3	3,0 m

Del conjunt de cales realitzades, s'han agafat un total de **3 mostres alterades** per a l'execució dels següents assaigs de laboratori.

Humitat natural	3
Pes específic de sòlids	3
Densitat natural	2
Límits d'Atterberg	3
Granulometria	3
Assaig de colapse en edòmetre	3
Assaig d'inflament lliure	3
Proctor Modificat	3
C.B.R.	3
Determinació quantitativa de sals solubles	3
Determinació quantitativa de matèria orgànica	3
Determinació quantitativa de guix	3
Determinació quantitativa de sulfats	3

3.- CONTEXT GEOLÒGIC

Des del punt de vista geològic, la zona d'estudi es troba situada a la depressió del Vallès, fosa tectònica limitada per les serralades Litoral i Prelitoral Catalanes.

Litològicament, en aquest sector, la Depressió es troba constituïda per una sèrie miocena (Terciària) formada per lutites, margues i conglomerats.

Per sobre d'aquest substrat es distribueixen de forma discontinua els sediments més recents d'edat Quaternària i caràcter detrític (còdols, graves, sorres, argiles) corresponents a materials al·luvials associats a torrents, materials de coluvió o "piedemont", o finalment, com sòls el·luvials resultat de l'alteració "in situ" del substrat rocós.

Concretament, a la zona d'estudi es localitzen els materials d'edat Quaternària.

4.- LITOLOGIA I CARACTERÍSTIQUES GEOTÈCNIQUES

El terreny objecte d'estudi es troba situat en el carrer Can Gurri i el carrer Lleida, parcel·la 17 del polígon industrial Els Batzacs, present al terme municipal de Lliçà de Vall, situant-se els sondeigs i les cales tal i com es mostra al plànol adjunt (veure annex) i a la figura 4.

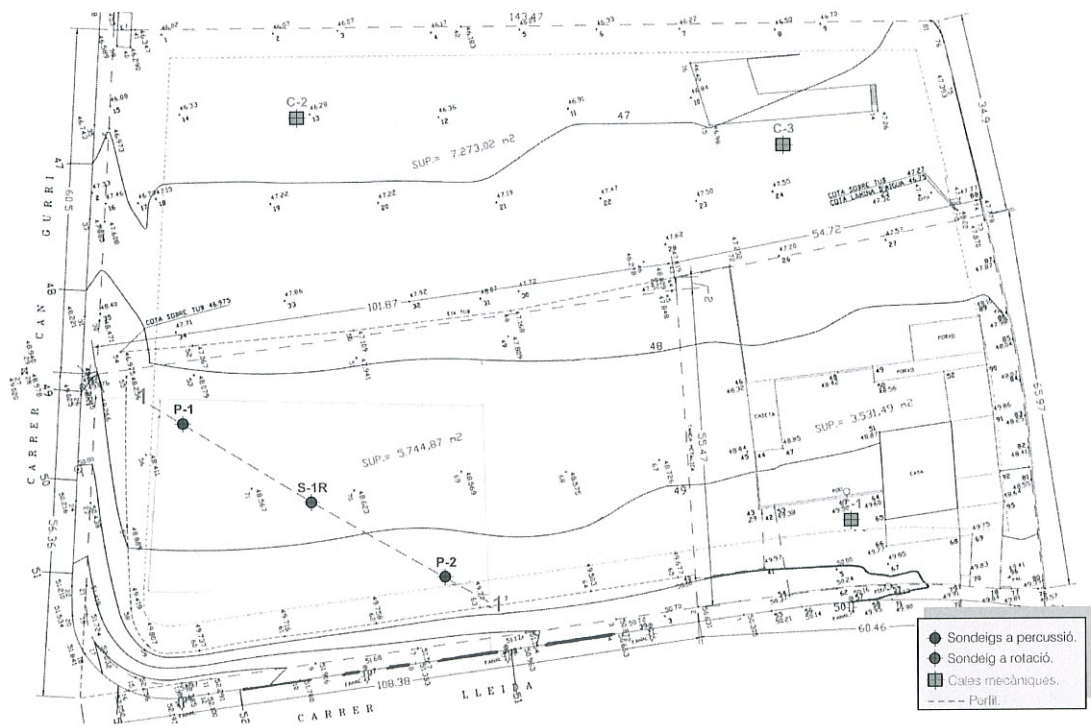


Figura 4. Situació aproximada dels sondeigs i cales.

Aquest terreny presenta una topografia irregular, fet pel qual les diferències topogràfiques entre les boques dels sondeigs i les cales són d'ordre decimètric a mètric.

Segons el plànol topogràfic facilitat, les alçades topogràfiques aproximades de les embocadures dels sondeigs i cales són:

SONDEIGS A PERCUSSIÓ

Sondeig P-1	~48,3 m
Sondeig P-2	~49,0 m

SONDEIG A ROTACIÓ

Sondeig S-1R	~48,6 m
--------------	---------

CALES

C-1	~ 49,52 m
C-2	~ 46,68 m
C-3	~ 47,55 m

La successió litoestratigràfica obtinguda a partir dels sondeigs, així com les característiques mecàniques de les diferents litologies, és la següent:

4.1. Unitat de reblert i terreny vegetal

4.2. Unitat Quaternària

4.1. Unitat de reblert i terreny vegetal

Superficialment es localitza una unitat de reblert i terreny vegetal constituït per argiles, llims i llims argilosos marrons amb graves amb restes vegetals (arrels, matèria orgànica) i restes antròpiques (cascots, plàstics, ...) dispersos.

En els punts investigats, aquesta unitat es troba fins a les següents fondàries referides a les boques dels sondeigs i de les cales:

SONDEIGS A PERCUSSIÓ

Sondeig P-1	1,1 m
Sondeig P-2	0,5 m

SONDEIG A ROTACIÓ

Sondeig S-1R	0,6 m
--------------	-------

CALES

C-1	0,2 m
C-2	0,5 m
C-3	0,8 m

Donat que el reblert presenta un origen antròpic no es descarta que, puntualment, pugui presentar espessors superiors als detectats pels sondeigs realitzats.

Des del punt de vista geotècnic es tracta d'un material dotat d'unes baixes i heterogènies propietats resistents. Per això, aquest nivell no es considera apte pel recolzament de cap tipus de fonamentació, degut a que la seva estructura interna, oberta i col·lapsable, afavoreix assentaments de gran magnitud:

Penetració dinàmica	$N_1 = 2 - 8$ (nº de cops per 10 cm)
Cohesió	Nul·la
Angle de fregament intern	$\varphi = 25 - 26^\circ$
Densitat humida estimada	$\rho = 1,65 - 1,75 \text{ Tn/m}^3$

4.2. Unitat Quaternària

Per sota de la unitat de reblert i terreny vegetal i fins la màxima fondària assolida pels sondeigs i les cales, es localitza una unitat essencialment cohesiva constituïda per argiles, argiles llimoses-llims argilosos, argiles sorrenques i llims sorrencs marrons a marrons verdosos, una mica carbonatats.

Aquests sòls, catalogats com CL-ML/CL-CL/ML-CL/SC-CL/GC-ML/SM-SP/SM segons la classificació de Casagrande, presenten, com a fracció grollera secundària:

- Graves i gravetes rodades disperses que arriben a constituir nivells de graves amb matriu.
- Sorres molt fines amb petites proporcions de matriu i amb graves i còdols de calcàries dispersos.
- Nòduls carbonatats que arriben a constituir crostes carbonatades de consistències rocoses.

Aquests nivells presenten una continuïtat lateral variable així com una distribució espacial erràtica.

Cal assenyalar que, la part més superficial d'aquesta unitat (el primer metre, aproximadament), presenta baixes característiques geotècniques.

Des del punt de vista geotècnic, aquest conjunt de materials mostra les mateixes característiques tenso-deformacionals, mostrant consistències moderadament fermes (part més superficial) a fermes amb intercalacions de nivells de compactats denses i nivells de consistències rocoses (crostes carbonatades):

Argiles /llims

Classificació USCS	CL-ML/CL-CL/ML-CL/SC-CL/GC-ML/SM
Tamís T _{0,08}	T _{0,08} = 51,7 - 69,8 %
Humitat natural	w = 10,4 - 11,3 %
Densitat humida	$\rho = 1,82 - 2,02 \text{ Tn/m}^3$
Densitat seca	$\rho_d = 1,64 - 1,83 \text{ Tn/m}^3$
Pes específic de les partícules sòlides	$\gamma = 2,59 - 2,62 \text{ Tn/m}^3$
Límit líquid	LI = 23,6- 29,6 %
Índex de plasticitat	I _p = 10,1- 10,8 %
Índex d'expansivitat	I _H = 0,02 MPa
Canvi potencial de volum	C.P.V. = No crític
Contingut quantitatiu en sulfats	< 100 ^(*) ppm
Contingut quantitatiu en matèria orgànica	M.O. = 0,3 - 1,03 %
Contingut quantitatiu en guix	1,12 - 1,80 %
Contingut quantitatiu en sals solubles	0,56 - 0,87 %
Inflament lliure	HI = 0,2 - 0,3 %
Colapse	0,10 - 0,13 %

Próctor modificat	Humitat òptima	$W_{op} = 9,1 - 11,2 \%$
	Densitat seca m.	$\rho_d = 2,01 - 2,04 \text{ Tn/m}^3$
C.B.R.	95 %	11,7 - 12,9 %
	98 %	12,0 - 13,3 %
	100 %	12,3 - 13,6 %
Penetració dinàmica		$N_i = 8 - 40$ (nº de cops per 10 cm.)
Pressió límit		$P_l = 3,0 - 8,6 \text{ Kg/cm}^2$
Mòdul de deformació		$E = 36,0 - 103 \text{ Kg/cm}^2$
Assaig SPT		$SPT = 7 - 21$ (nº de cops per 30 cm.)
Cohesió		$c = 0,29 - 0,37 \text{ kg/cm}^2$
Angle de fregament intern		$\varphi = 27,4 - 28,7^\circ$
Compressió simple		$q_u = 0,81 - 2,50 \text{ kg/cm}^2$

(*) L'agressivitat d'aquest sòl enfront el formigó pot catalogar-se com No agressiu, segons la Instrucció del Formigó Estructural EHE (R.D. 2661/1998).

Sorres

Classificació USCS		SP/SM
Tamís T _{0,08}		T _{0,08} = 11,7 %
Humitat natural		w = 4,7 %
Densitat humida estimada		$\rho = 1,90 - 2,10 \text{ Tn/m}^3$
Pes específic de les partícules sòlides		$\gamma = 2,51 \text{ Tn/m}^3$
Límit líquid		No presenta
Índex de plasticitat		No presenta
Índex d'expansivitat		I _H = 0,01 MPa
Canvi potencial de volum		C.P.V. = No crític
Contingut quantitatiu en sulfats		< 100 ^(*) ppm
Contingut quantitatiu en matèria orgànica		M.O. = 0,49 %
Contingut quantitatiu en guix		1,4 %
Contingut quantitatiu en sals solubles		0,71 %
Inflament lliure		Nulo
Colapse		<0,01 %
Próctor modificat	Humitat òptima	Wop = 6,0 %
	Densitat seca m.	$\rho_d = 2,35 \text{ Tn/m}^3$
C.B.R.	95 %	25,5 %
	98 %	26,4 %
	100 %	26,9 %
Penetració dinàmica		N ₁ = 40 – Rbg. (nº de cops per 10 cm.)
Pressió límit		P _l > 15,0 Kg/cm ²
Mòdul de deformació		E > 180 Kg/cm ²

Assaig SPT	SPT = 29 (nº de cops per 30 cm.)
Cohesió	Nul·la
Angle de fregament intern	$\varphi = 31,4^\circ$

(*) L'agressivitat d'aquest sòl enfront el formigó pot catalogar-se com No agressiu, segons la Instrucció del Formigó Estructural EHE (R.D. 2661/1998).

5.- NIVELL FREÀTIC

Durant l'execució dels sondeigs (Juny de 2007), no es va a detectar la presència d'aigua fins la màxima fondària assolida pels sondeigs.

No obstant, no es descarta la possible presència de circulacions temporals d'aigua a través de les superfícies de major permeabilitat o dels límits estratigràfics.

5.1.- Coeficient de permeabilitat segons DB HS 1

Segons el Documento Básico HS1 de Protección frente a humedad, el grau d'impermeabilitat mínim exigít són els següents:

		Presència d'aigua	Coeficient de permeabilitat del terreny	Grau d'impermeabilitat
SÒLS	Unitat de reblert i terreny vegetal	Baixa	$K_s > 10^{-5}$ cm/s	2
	Unitat Quaternària	Baixa	$K_s \leq 10^{-5}$ cm/s	1

6.- CONSIDERACIONS GEOTÈCNIQUES

6.1. Introducció

Segons la informació facilitada, es preveu la construcció d'un edifici, fet que implicarà l'excavació del terreny fins la cota 48,0 metres.

Amb les dades obtingudes a la investigació, la naturalesa del terreny fins la cota assolida en els sondeigs a percussió, rotació i les característiques mecàniques, es proposa una solució executiva de la fonamentació amb els criteris de:

- Valor de càrrega admissible enfront l'enfonsament per ruptura a l'esforç tallant, és a dir, una adequada resistència amb el seu coeficient de seguretat.
- Una estimació aproximada de la magnitud dels assentaments probables de l'estructura que no li siguin perjudicials en funció dels diversos assaigs realitzats, amb les reserves que allò comporta per utilitzar-se mètodes simples en aquest tipus d'investigació, ja que per obtenir dades més completes s'hauria de prendre mostres inalterades i realitzar assaigs edomètrics, de tall o triaxials, segons el tipus de sòls i mètode de perforació.

6.2. Estudi d'una fonamentació superficial a semiprofunda

a) Cota i tipologia de la fonamentació

Una vegada analitzades les dades, realitzada l'excavació del terreny i donat que la unitat Quaternària presenta unes baixes característiques geotècniques superficialment (el primer metre, aproximadament), s'ha considerat convenient resoldre la fonamentació de la següent manera:

- De manera superficial mitjançant *sabates aïllades* degudament encastades en la unitat Quaternària, a la zona representada pel sondeig P-2.
- De manera semiprofunda mitjançant *pous de fonamentació* de longitud aproximada entre 2,0 i 2,5 metres degudament encastats en la unitat Quaternària, a la zona representada pels sondeigs P-1 i S-1R.

Aquesta unitat apareixerà al fons de l'excavació o de l'ordre de 1,0 metre per sota d'aquesta.

En el cas de sabates aïllades es considera un encastament de la fonamentació de l'ordre de 0,5 metres dins la unitat Quaternària.

b) Condició d'estabilitat general

Aplicant la formulació corresponent (veure annex), resulta per a sabates aïllades i pous de fonamentació degudament encastats en la unitat Quaternària, un valor de tensió de treball admissible de:

Sabates aïllades	$q_a = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$ (*)
Pou de longitud D=2,0 metres	$q_a = 2,3 \text{ Kg/cm}^2$ (*)
Pou de longitud D=2,5 metres	$q_a = 2,4 \text{ Kg/cm}^2$ (*)

(*) Amb uns assentaments màxims estimats per sabates aïllades i pous de fonamentació, d'amplada $B = 2,0 \text{ m}$, menors als admissibles d'una polzada ($W = 2,5 \text{ cm}$) i, per tant, admissibles per al cas que ens ocupa.

7.- RIPABILITAT I EMPENTA DE TERRES

Per l'excavació del terreny així com per l'execució de les diferents tipologies de fonamentació, caldrà tenir en compte els següents aspectes:

- La heterogeneïtat i nul·la cohesió que presenta la unitat de reblert i terreny vegetal.
- Les baixes característiques geotècniques que presenta la unitat Quaternària superficialment.
- La presència de nivells de nul·la cohesió en la unitat Quaternària.
- La possible presència de circulacions d'aigua de règim temporal a través de les superfícies de major permeabilitat.

Prèviament a la realització dels pous, seria recomanable l'execució d'una sèrie de cales amb la finalitat de comprovar l'estabilitat de les parets.

8.- CONSIDERACIONS SOBRE EXPLANADES

Degut al gran volum de mostra necessària per a l'execució dels assaigs de laboratori essencials per a la classificació com a materials d'explanada, s'ha agafat mostra d'un total de 3 cales mecàniques, la situació de les quals es pot observar a la figura 4.

A continuació s'indicarà la classificació obtinguda segons el PG-3 per explanades tant pels nivells d'argiles i llims com pels nivells de sorres detectats en la unitat Quaternària.

a) Unitat Quaternària

A continuació s'indicarà el rang de valors obtinguts al laboratori de les propietats mecàniques i químiques d'aquests materials:

Argiles /llims

Classificació USCS	CL-ML/CL-CL/ML-CL/SC-CL/GC-ML/SM
Tamís T _{0,08}	T _{0,08} = 51,7 - 69,8 %
Humitat natural	w = 10,4 - 11,3 %
Densitat humida	$\rho = 1,82 - 2,02 \text{ Tn/m}^3$
Densitat seca	$\rho_d = 1,64 - 1,83 \text{ Tn/m}^3$
Pes específic de les partícules sòlides	$\gamma = 2,59 - 2,62 \text{ Tn/m}^3$
Límit líquid	LI = 23,6- 29,6 %
Índex de plasticitat	Ip = 10,1- 10,8 %

Índex d'expansivitat		$I_H = 0,02 \text{ MPa}$
Canvi potencial de volum		C.P.V. = No crític
Contingut quantitatiu en sulfats		$< 100^{(*)} \text{ ppm}$
Contingut quantitatiu en matèria orgànica		M.O. = 0,3 – 1,03 %
Contingut quantitatiu en guix		1,12 – 1,80 %
Contingut quantitatiu en sals solubles		0,56 – 0,87 %
Inflament lliure		HI = 0,2 – 0,3 %
Colapse		0,10 – 0,13 %
Próctor modificat	Humitat òptima	Wop = 9,1 – 11,2 %
	Densitat seca m.	$\rho_d = 2,01 – 2,04 \text{ Tn/m}^3$
C.B.R.	95 %	11,7 – 12,9 %
	98 %	12,0 – 13,3 %
	100 %	12,3 – 13,6 %

(*) L'agressivitat d'aquest sòl enfront el formigó pot catalogar-se com No agressiu, segons la Instrucció del Formigó Estructural EHE (R.D. 2661/1998).

En base al conjunt de resultats obtinguts en la realització dels assaigs de laboratori i segons el Plec de Prescripcions Tècniques Generals per obres de Carreteres i Ponts (PG-3/75), aquests sòls es poden classificar com a SÒLS TOLERABLES.

Sorres

Classificació USCS		SP/SM
Tamís T _{0,08}		T _{0,08} = 11,7 %
Humitat natural		w = 4,7 %
Densitat humida estimada		$\rho = 1,90 - 2,10 \text{ Tn/m}^3$
Pes esp. de les partícules sòlides		$\gamma = 2,51 \text{ Tn/m}^3$
Límit líquid		No presenta
Índex de plasticitat		No presenta
Índex d'expansivitat		I _H = 0,01 MPa
Canvi potencial de volum		C.P.V. = No crític
Contingut quantitatiu en sulfats		< 100 ^(*) ppm
C. quant. en matèria orgànica		M.O. = 0,49 %
Contingut quantitatiu en guix		1,4 %
C. quant. en sals solubles		0,71 %
Inflament lliure		Nulo
Colapse		<0,01 %
Próctor modificat	Humitat òptima	Wop = 6,0 %
	Densitat seca m.	$\rho_d = 2,35 \text{ Tn/m}^3$
C.B.R.	95 %	25,5 %
	98 %	26,4 %
	100 %	26,9 %

(*) L'agressivitat d'aquest sòl enfront el formigó pot catalogar-se com No agressiu, segons la Instrucció del Formigó Estructural EHE (R.D. 2661/1998).

En base al conjunt de resultats obtinguts en la realització dels assaigs de laboratori i segons el Plec de Prescripcions Tècniques Generals per obres de Carreteres i Ponts (PG-3/75), aquests sòls es poden classificar com a SÒLS TOLERABLES.

9.- SISMICITAT

Segons les prescripcions de la Norma de Construcció Sismorresistent (NCSE-02) RD 997/02, l'acceleració sísmica bàsica (a_b/g) i el coeficient de contribució (K) pel terme municipal de Lliçà de Vall es corresponen amb els següents valors:

a_b/g	0,04
K	1,0

Així doncs, pels materials detectats poden considerar-se els següents coeficients del terreny (C):

Unitat	Tipus de sòl	Coefficient (C)
Unitat de reblert i terreny vegetal	IV	2,0
Unitat Quaternària	IV-III	2,0-1,6

10.- CONCLUSIONS

A partir dels resultats obtinguts al present estudi geotècnic, es pot concloure el següent:

- S'han detectat dos unitats geotècniques amb comportaments tenso-deformacionals diferents (veure apartat 4.0.):
 - o Unitat de reblert i terreny vegetal amb baixes característiques geotècniques.
 - o Unitat Quaternària que presenta, superficialment, unes baixes característiques geotècniques.

- Cal destacar que no són de considerar riscos derivats de l'expansivitat del sòl ni de l'agressivitat del sòl enfront el formigó.

- No s'ha detectat la presència de nivell freàtic però no es descarta la possible presència de circulacions d'aigua de règim temporal a través de les superfícies de major permeabilitat (veure apartat 5.0.).

- Es preveu l'excavació del terreny fins la cota 48,0 metres, per tant, la fonamentació de l'edifici es podria resoldre de manera superficial a semiprofunda (veure subapartat 6.1).

- Per l'execució de les diferents tipologies de fonamentació així com per l'excavació del terreny, caldrà tenir en compte les baixes característiques geotècniques que presenta la unitat de reblert i terreny vegetal i, superficialment, la unitat Quaternària així com la presència de nivells de baixa cohesió (veure apartat 7.0.).

- En base al conjunt de resultats obtinguts en la realització dels assaigs de laboratori i segons el Plec de Prescripcions Tècniques Generals per obres de Carreteres i Ponts (PG-3/75), els nivells d'argiles i llims es poden classificar com a SÒLS TOLERABLES i els nivells de sorres com a SÒLS TOLERABLES.

- Per últim, el terme municipal de Lliçà de Vall, presenta un valor d'acceleració sísmica bàsica (a_b/g) de 0,04 (veure apartat 8.0.).

Donada la lògica variabilitat de la naturalesa dels sòls, que algunes vegades presenta, inclòs en zones o àrees molt pròximes als punts d'assaigs, si es detecta alguna discordança, varietat o dubte respecte a les dades d'aquest informe, durant el procés d'excavació i/o de fonamentació, els indiquem que estem a la seva disposició per qualsevol consulta o ampliació de l'estudi.

Sonia López Pacha

Geòloga, Col·legiada nº 5.347

Miguel López Somoza

*Director Tècnic de Laboratori
i responsable del departament
de Geotècnica*

Geòleg, Col·legiat nº 5.218

ANNEX I

- Mètodes pressiomètrics

En el càlcul de fonamentacions superficials i semiprofundes es pot utilitzar la formulació pressiomètrica, on la tensió de treball admissible ve donada per la següent expressió:

$$q_a = P_o + \frac{K (P_i - P_o)}{F}$$

On P_i és la pressió equivalent neta obtinguda a partir dels valors de pressió límit obtinguts a l'assaig pressiomètric i calculada seguint el model proposat per F. Baguelin, J.F. Jézéquel i D.H. Shields, al llibre *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, tal i com s'explica a l'exemple:

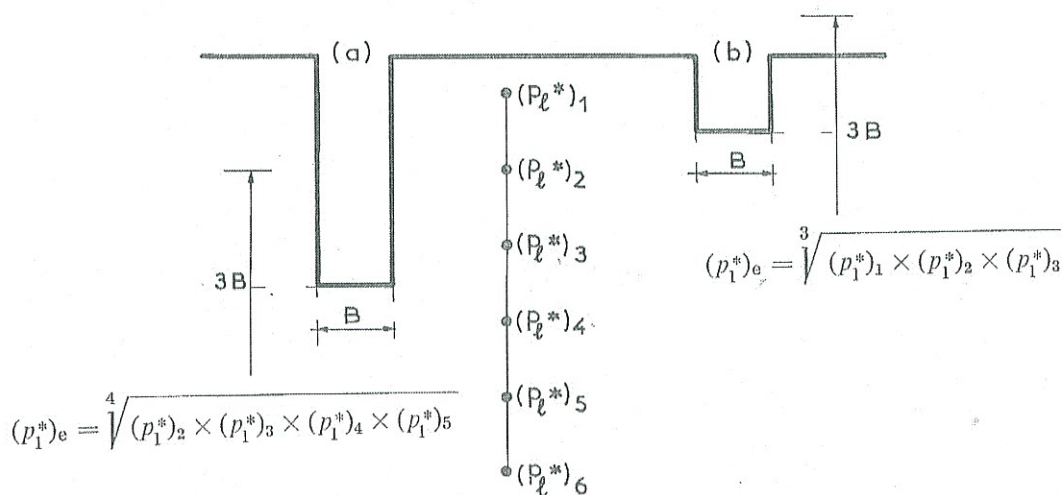
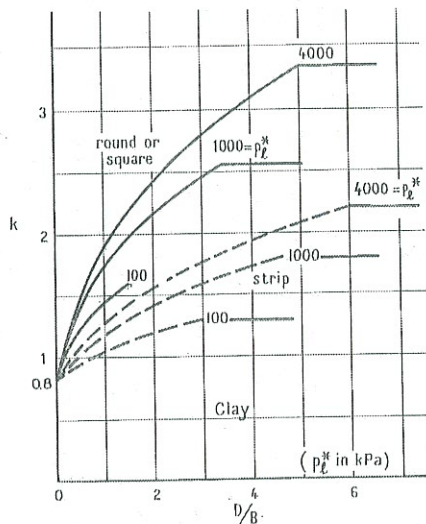


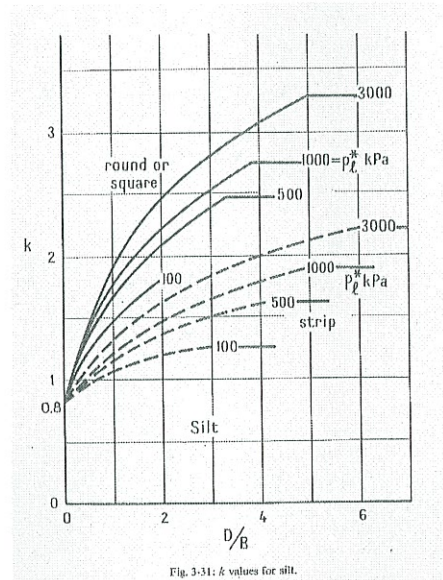
Figura 1: Exemple de càlcul de la pressió equivalent.

P_o és la pressió natural del terreny.

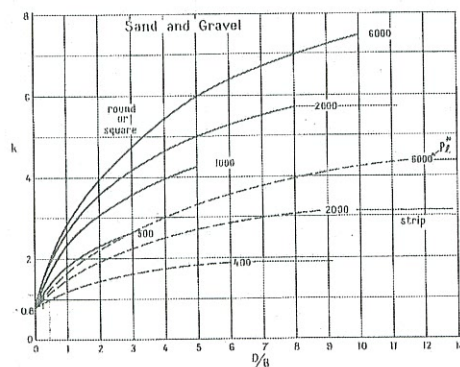
K és un factor d'encastament que depèn de l'ample de fonamentació i del tipus de terreny.



Argiles



Llims



Graves

Figura 2. Gràfic on a partir de la relació D/B (D : encastament; B : ample de la sabata) s'obté el coeficient d'encastament (*The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Baguelin, F; Jézéquel, J. F.; Shields, D. H, Pág. 210.

i F el coeficient de seguretat que es considera 3

Pel càlcul de l'assentament màxim produït per un increment de pressió, s'ha utilitzat la formulació pressiomètrica que es pot veure a continuació, proposada per F. Baguelin, J.F. Jézéquel i D.H. Shields, al llibre *The Pressuremeter and Foundation Engineering*:

$$s = \frac{2}{9E_d} q^* B_o \left(\lambda_d \frac{B}{B_o} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_c} q^* \lambda_c B$$

On,

B [cm] = Ample de la fonamentació

q [Kg/cm²] = Càrrega neta aplicada

E_d [Kg/cm²] = Mòdul pressiomètric de consolidació

E_c [Kg/cm²] = Mòdul presiomètric de distorsió

λ_c, λ_d = Factor de forma de la fonamentació

α = Factor reològic que depèn del terreny

El mòdul de consolidació E_d, resulta de la mitja armòrica dels mòduls pressiomètrics obtinguts als assaigs realitzats a l'interior dels sondeigs, i el mòdul de distorsió és el mòdul immediatament per sota de la cota de fonamentació.

Els factors de forma (λ_c, λ_d) i el factor reològic (α), s'obtenen a partir de la taula que es mostra a la figura 3.

THE PRESSUREMETER

231

Soil Type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	E_M/p_1^*	α	E_M/p_1^*	α	E_M/p_1^*	α	E_M/p_1^*	α	E_M/p_1^*	α
Over-consolidated			>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normally consolidated		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4

Rock	Extremely fractured	Other	Slightly fractured or extremely weathered
	$\alpha = 1/3$	$\alpha = 1/2$	$\alpha = 2/3$

Fig. 3-48: The rheological factor α for various soils.

L/B_s	1		2	3	5	20
	Circle	Square				
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
λ_c	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

Fig. 3-49: The shape factors λ_d and λ_c for foundations.

Figura 3. Gràfic on es pot obtenir els factors de forma λ_c λ_d i el factor reològic, α (*The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Baguelin, F; Jézéquel, J. F.; Shields, D. H, Pág. 210).

AQUEST INFORME: s'emet sota les clàusules següents:

1.- Com a tal es considera Document confidencial, tant en la seva redacció com en el seu contingut, conseqüentment.

M. del S. LOSAN S.A. no facilitarà informació relativa a aquest informe, ni total, ni parcial a terceres persones, físiques o jurídiques, excepte autorització expressa de la Propietat o en casos previstos per les lleis.

2.- No està autoritzada la reproducció total o parcial de les dades contingudes en aquest INFORME, si no és per l'ús del propi Propietari o dels Tècnics responsables.

3.- La columna litològica de cada sondeig subministra informació localitzada només en la vertical del propi sondeig i en el moment que s'efectua l' investigació.

4.- M. del S. LOSAN S.A. per la realització dels sondeigs els assaigs i proves, el personal i els medis adequats a cada cas, no acceptant més responsabilitat i obligacions que les completen els treballs específicament encarregats.

5.- Les medicions del nivell freàtic, si existeixen, sempre es referiran al dia en que s'han efectuat i al propi sondeig on s'ha realitzat, el seu nombre i posició figuren a l'INFORME.

6.- M. del S. LOSAN S.A. no es fa responsable dels possibles danys a conduccions i instal·lacions que no s'hagin indicat amb anterioritat.

Nº: 15157/06/07

ESTUDI SÒLS

C/ LLEIDA - C/ CAN GURRI, PARC. 17 (POL.IND. ELS BATZACS)

LLIÇÀ DE VALL

RESULTATS DELS SONDEIGS

I

ASSAIGS GEOTÈCNICS

JUNY DE 2007

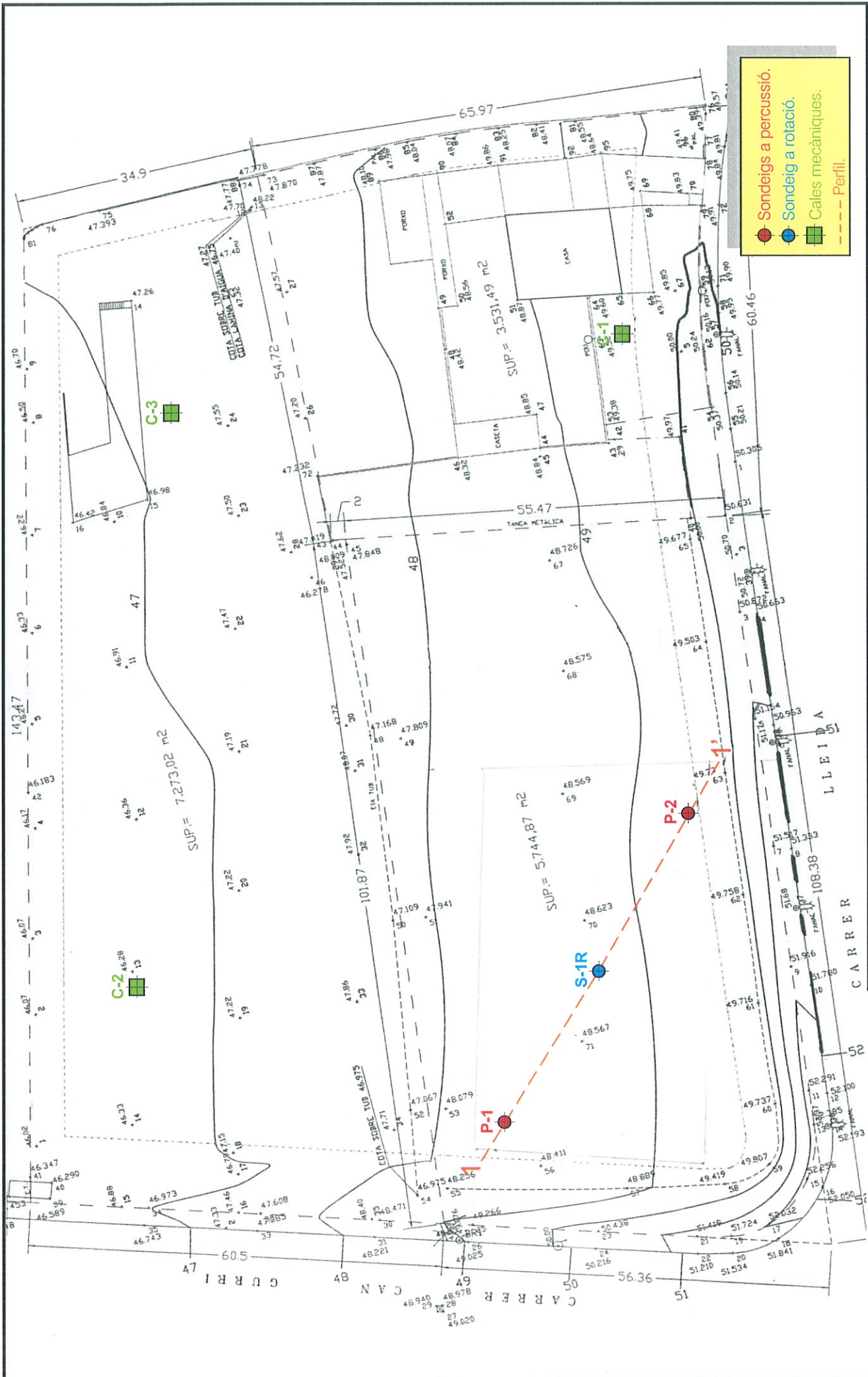


LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.
C/ CIENCIA, 41 - 08850 GAVÀ (Barcelona)

15157/06/07



Mostres del sondeig S-1R. Caixes de 1 a 4. Profunditat de 0,00 a 12,00 mts.



● Sondeigs a percussió.
● Sondeig a rotació.
■ Cales mecàniques.
--- Perfil.

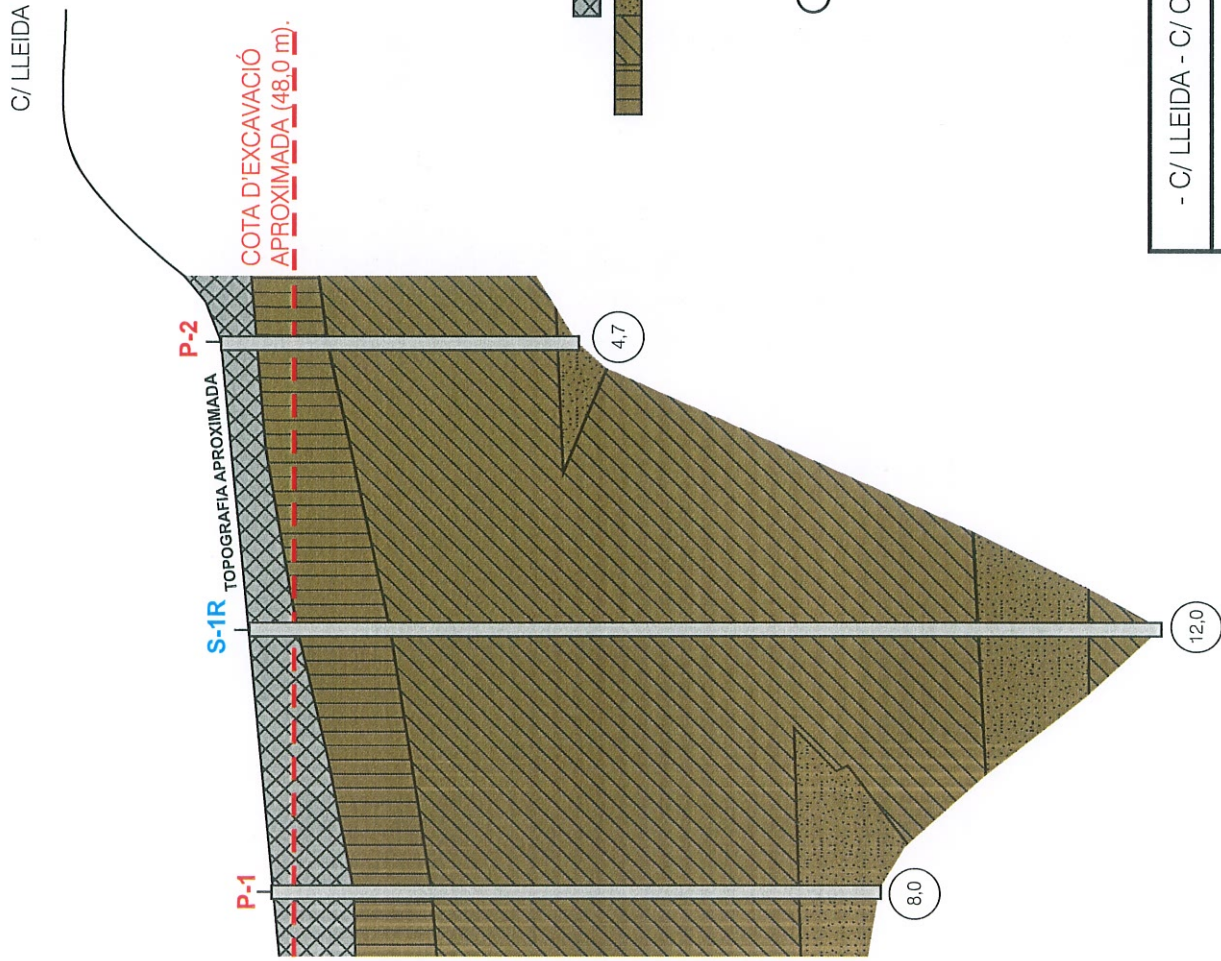
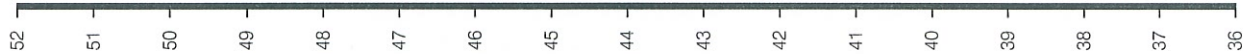


Nº INFORME:
15157/06/07
 ESCALA APROX.:
 E: 1/750

TÍTOL DEL PLANOL:
SITUACIÓ APROXIMADA DELS SONDEIGS I DE LES CALES
 EMPLÇAMENT: C/ Lleida - C/ Can Gurri, parc. 17 (Pol.Ind. Els Batzacs)
 LLIÇA DE VALL

TÍTOL DEL PLANOL:
SITUACIÓ APROXIMADA DELS SONDEIGS I DE LES CALES
 EMPLÇAMENT: C/ Lleida - C/ Can Gurri, parc. 17 (Pol.Ind. Els Batzacs)
 LLIÇA DE VALL

PERFIL 1-1'



LLEGENDA

- Unitat de reblert i terreny vegetal.
- Unitat Quaternària.
- Lims de consistències moderadament fermes.
- Nivell d'argiles.
- Nivell de sorres.
- Profunditat assolida en metres.

ESCALA HORIZONTAL: 1/750
ESCALA VERTICAL: 1/100

NOTA: AQUEST PERFIL CONTÉ INFORMACIÓ INTERPOLLADA ENTRE SONDEIGS, PER TANT S'HA D'INTERPRETAR AMB LES NATURALS RESERVES.



- C/ LLEIDA - C/ CAN GURRI, PARC. 17 (Pol.Ind. ELS BATZACS) - LLIÇÀ DE VALL -
PERFIL ESTRATIGràFIC
JUNY - 07
15157/06/07

SITUACION: C/ LLEIDA - C/ CAN GURRI (POL.IND.ELS BATZACS)
 - LLIÇA DE VALL -
 - EDIFICI SOLS -

INFORME NUM.: 15157/06/07

SONDEO 1-P

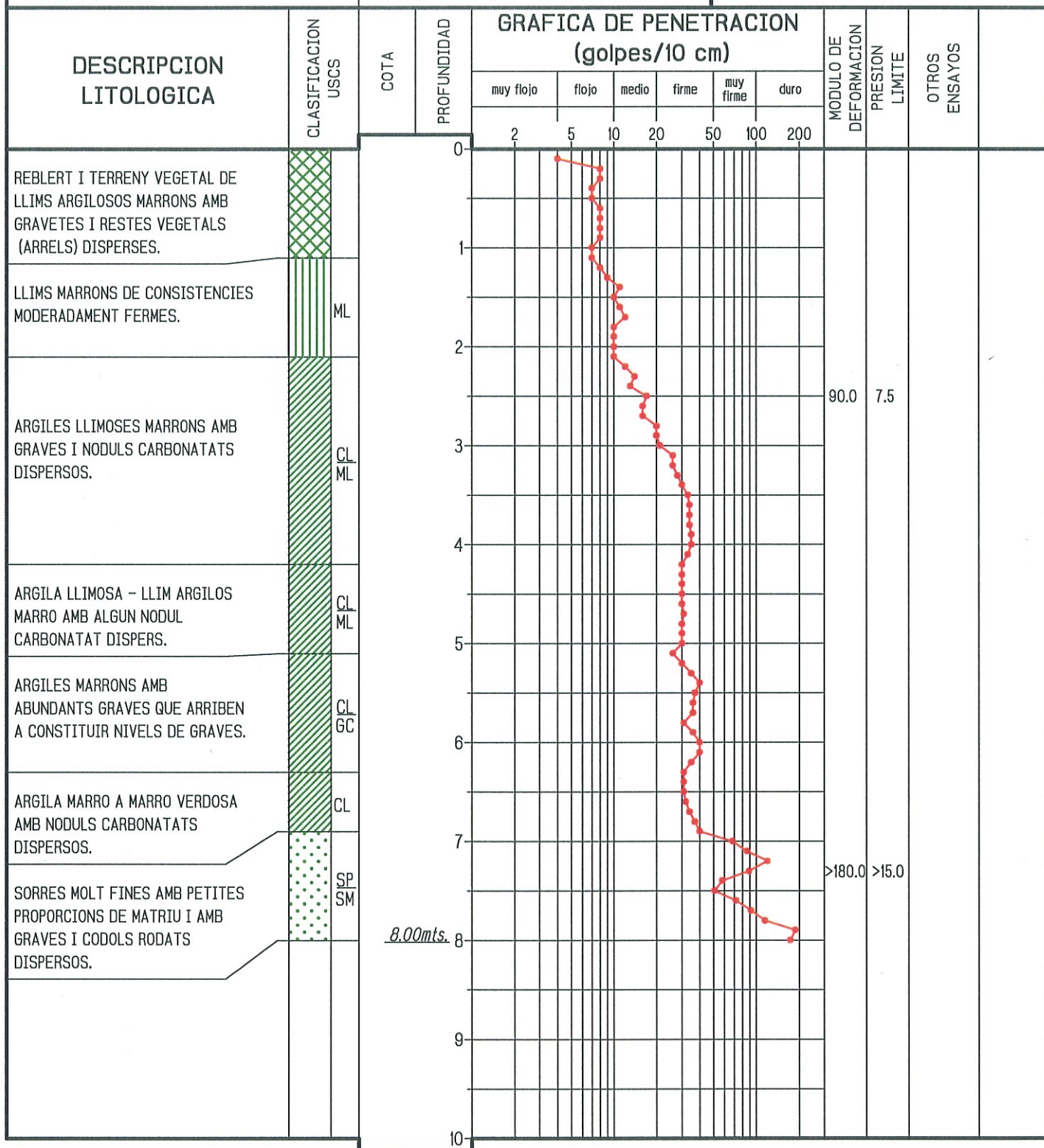
FECHA PERFORACION: 11/06/07

COTA:

PERCUSION

NIVEL DE AGUA:

PROFUNDIDAD: 8.00mts.



OTROS ENSAYOS

- G/ Granulometria
- L/ Limites de Attenberg
- H/ % Humedad
- C/ Contenido en sulfatos

SITUACION: C/ LLEIDA - C/ CAN GURRI (POL.IND.ELS BATZACS)
 - LLIÇA DE VALL -
 - EDIFICI SOLS -

INFORME NUM.: 15157/06/07

SONDEO 2-P

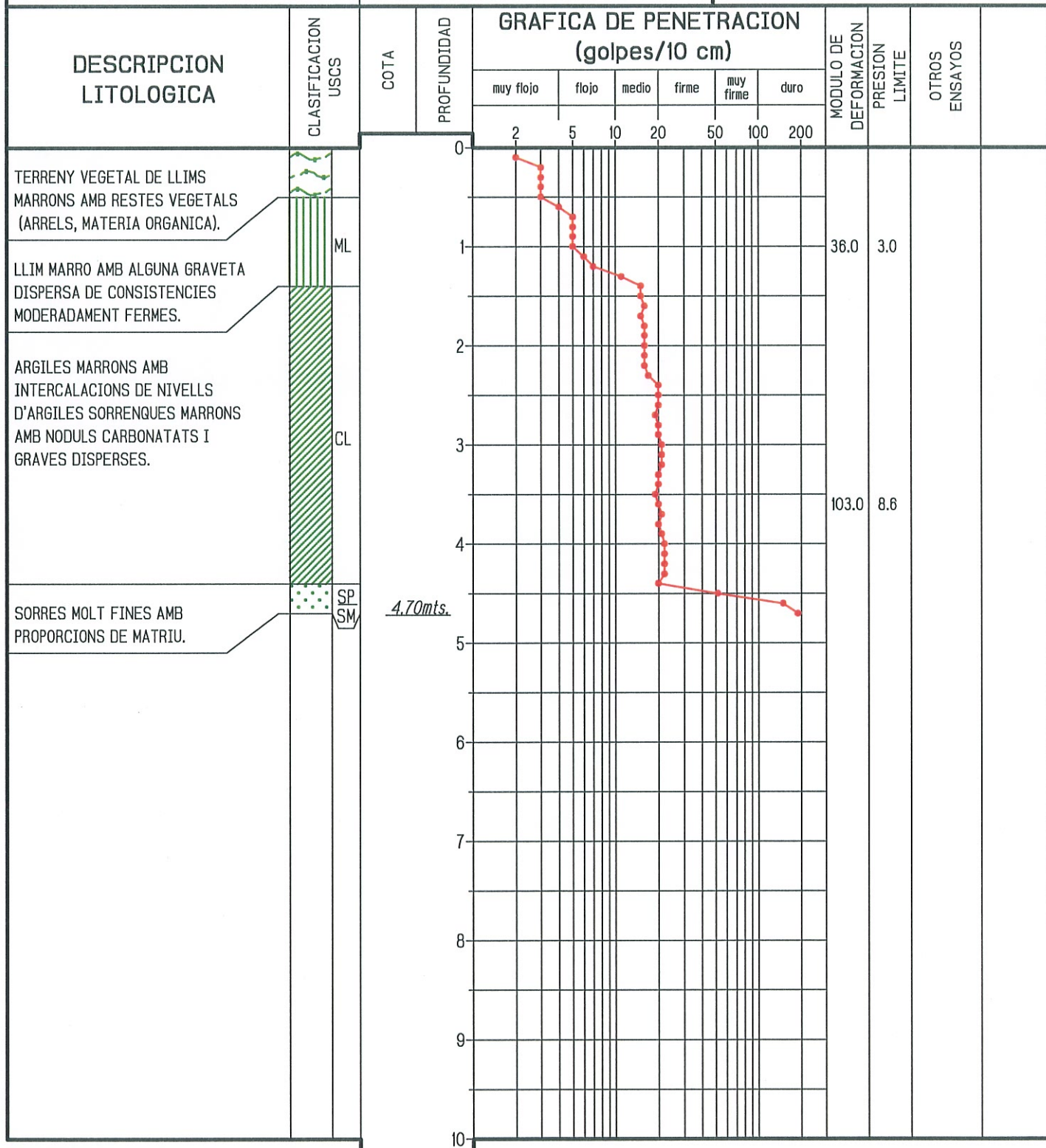
FECHA PERFORACION: 12/06/07

COTA:

NIVEL DE AGUA:

PROFUNDIDAD: 4.70mts.

PERCUSION



OTROS ENSAYOS
G/ Granulometria
L/ Limites de Attenberg
H/ % Humedad
C/ Contenido en sulfatos



SITUACIÓN:
C/ CAN GURRI - C/ LLEIDA. PARC,17
LOCALIDAD:
P.I. ELS BATZACS - LLIÇÀ DE VALL
TIPO DE OBRA:
ESTUDI SÒLS



INFORME Nº:
15157/06/07

SONDEO - 1R

ROTACIÓN

NIVEL DE AGUA: PROFUNDIDAD 12,00 m
COTA: 48,60 m
HOJA: 1 DE 1
TIPO DE MAQUINA: GAVÀ-4

DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	CLASIFICACIÓN U.S.C.S.	COTA	PROFUNDIDAD	ENSAYOS "IN SITU" / MUESTRAS			TAMIZ #00.8	% HUMEDAD	LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	COMPRESIÓN SIMPLE (kp/cm2)	COHESIÓN (kp/cm2)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	PESO	HÚMEDAD	SULFATOS (mg/kg)	CLASIFICACIÓN LAMBE
				Tipo	Prof.	Res.											
Terreny vegetal de llims marrons amb restes vegetals (arrels, materia orgànica) i amb graves disperses.			0														
Llim - llim argilòs marró amb nòduls i graves disperses de consistències moderadament fermes.	ML-CL		1	7	0,60					0,81							
Argiles llimoses - llims argilosos marrons una mica carbonatats amb gravetes i nòduls carbonatats dispersos.	CL-ML		2		2,40					2,1	0,29	28,7					
		3	19	3,00													
Argiles sorrenques marrons amb algunes gravetes disperses.	CL-SC		6		6,00					2,5	0,37	27,4					
		7	21	6,60													
Sorres molt fines amb petites proporcions de matriu i amb graves i còdols de calcària dispersos.	SP-SM		10	29	10,20					0,0		31,4					
Argiles marrons una mica sorrenques.	CL		11		10,80												
		12		12,00m													

- MUESTRAS INALTERADAS.
- TESTIGO DE SONDEO.
- MUESTRAS PARAFINADAS.
- PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

ENSAYOS "IN SITU" / MUESTRAS:
SPT: Penetración Estándar PR: Presiómetro
LF: Lefranc LG: Lugeon SH: Shelby
MI: Muestra Inalterada TP: Testigo parafinado
MA: Muestra alterada

ANÁLISIS DE AGUA							
P.H.	RESIDUO SECO (mg/l)	CLORUROS (mg/l)	SULFATOS (mg/l)	AMONIO (mg/l)	MAGNESIO (mg/l)	CO2 (mg/l)	Agresividad (pH 20,61,1998)

R: Rotación
B: Batería tipo B
P: Percusión
T: Batería tipo T
H: Helicoidal
W: Widia
E: Revestimiento
D: Diamante

FECHA INICIO:
01/06/2007
FECHA FINAL:
01/06/2007



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: **06163GTL06(B)**, a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: **06048GTC05(B)**, a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Sorres molt fines amb petites proporcions de matriu

PROCEDÈNCIA: S-1R **PROFUNDITAT (m):** 10,2-10,8

ASSAIG DE TALL DIRECTE EN SÒLS, UNE 103-401-98

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

MOSTRA INALTERADA/REMOLDEJADA: Inalterada

MODALITAT D'ASSAIG CD/CU/UU: UU

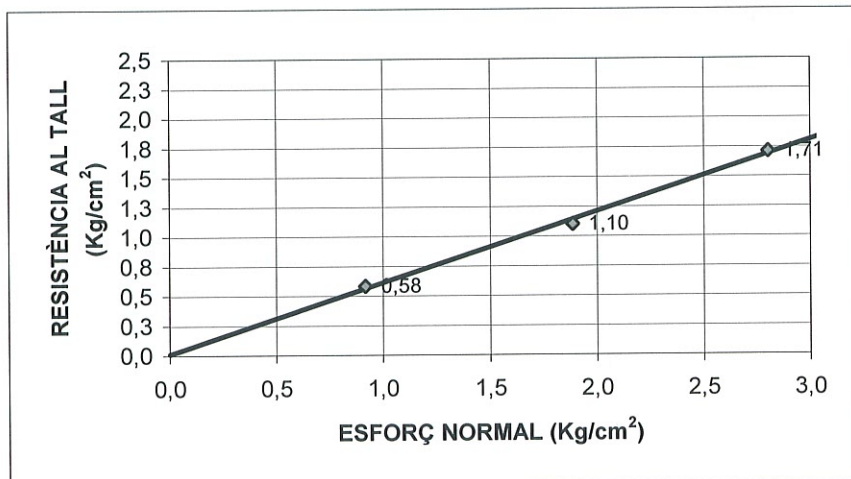
VELOCITAT DE L'ASSAIG (mm/min): 1,5

SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 19,63

RESULTATS DE L'ASSAIG:

TENSIÓ NORMAL (Kg/cm²): 0,9 1,9 2,8

TENSIÓ TANGENCIAL MÀXIMA (Kg/cm²): 0,58 1,10 1,71



COHESIÓ (Kg/cm²): 0,00

ANGLE DE FREGAMENT INTERN (°): 31,4

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 PROFUNDITAT (m): 2,00

DETERMINACIÓ DE LA HUMITAT NATURAL D'UN SÒL, UNE 103-300-93

CONTINGUT EN HUMITAT (%): 10,4

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT D'UN SÒL, UNE 103-301-94

DENSITAT HUMIDA (g/cm^3): 2,02

DENSITAT SECA (g/cm^3): 1,83

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT RELATIVA D'UN SÒL, UNE 103-302-94

PES ESPECÍFIC (g/cm^3): 2,62

DETERMINACIÓ DELS LÍMITS D'ATTERBERG D'UN SÒL, UNE 103-103-94 I 103-104-93

LÍMIT LÍQUID (%): 29,6

LÍMIT PLÀSTIC (%): 18,8

ÍNDEX DE PLASTICITAT (%): 10,8

DETERMINACIÓ QUALITATIVA DEL CONTINGUT DE SULFATS SOL.LUBLES D'UN SÒL, UNE 103-202-95

CONTINGUT QUALITATIU:

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 PROFUNDITAT (m): 2,00

DETERMINACIÓ DE LA HUMITAT NATURAL D'UN SÒL, UNE 103-300-93

CONTINGUT EN HUMITAT (%): 10,4

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT D'UN SÒL, UNE 103-301-94

DENSITAT HUMIDA (g/cm^3): 2,02

DENSITAT SECA (g/cm^3): 1,83

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT RELATIVA D'UN SÒL, UNE 103-302-94

PES ESPECÍFIC (g/cm^3): 2,62

DETERMINACIÓ DELS LÍMITS D'ATTERBERG D'UN SÒL, UNE 103-103-94 I 103-104-93

LÍMIT LÍQUID (%): 29,6

LÍMIT PLÀSTIC (%): 18,8

ÍNDIX DE PLASTICITAT (%): 10,8

DETERMINACIÓ QUALITATIVA DEL CONTINGUT DE SULFATS SOL.LUBLES D'UN SÒL, UNE 103-202-95

CONTINGUT QUALITATIU:

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: **06163GTL06(B)**, a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: **06048GTC05(B)**, a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

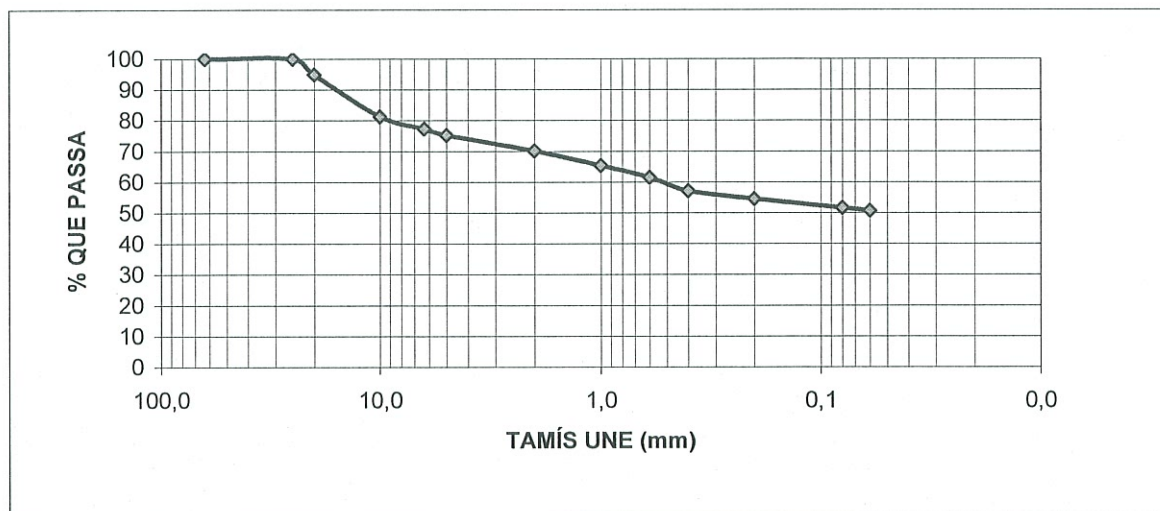
LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 2,00

ANÀLISI GRANULOMÈTRIC DE SÒLS PER TAMISAT, UNE 103-101-95

TAMÍS UNE (mm):	63	25	20	10	6,3	5	2	1	0,6	0,4	0,2	0,08	0,06
% QUE PASSA:	100,0	100,0	94,9	81,3	77,4	75,3	70,2	65,4	61,5	57,2	54,6	51,7	50,7



CLASSIFICACIÓ DE CASAGRANDE

ML-SM

Llims i sorres fines

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 2,00

DETERMINACIÓ DE L'EXPANSIVITAT D'UN SÒL, UNE 103-600-96

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

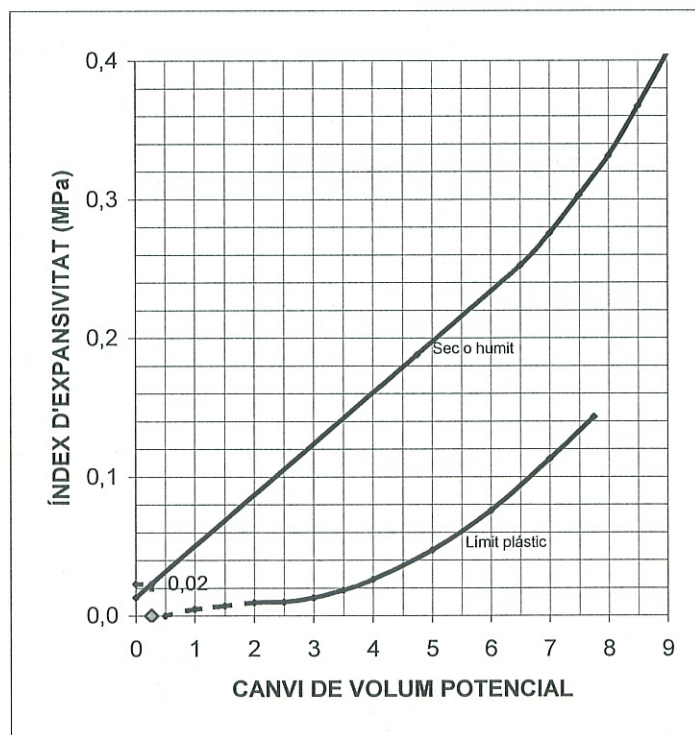
ESTAT DE L'ASSAIG: SEC

SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 38,48

RESULTATS DE L'ASSAIG:

ÍNDEX D'EXPANSIVITAT (MPa): 0,02

CANVI DE VOLUM POTENCIAL: 0,27 **No crític**



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 2,00

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN SALS SOLUBLES D'UN SÒL

NTL 114/99

Contingut en sals solubles (%) = 0,56

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN GUIX EN UN SÒL

NTL-115/99

Contingut en guix (%) = 1,12

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN MATÈRIA ORGÀNICA OXIDABLE D'UN SÒL

PEL MÈTODE DEL PERMANGANAT POTÀSSIC (UNE 103204:1993)

Contingut en matèria orgànica (%) = 0,3

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT DE CARBONATS EN UN SÒL

UNE 103200:1993

Contingut en carbonat càlcic (ppm) =

DETERMINACIÓ CUANTITATIVA DEL CONTINGUT EN SULFATS SOLUBLES D'UN SÒL

UNE 103201:1996

Contingut en sulfats (ppm) = <100

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 2,00

DETERMINACIÓ DE L'INFLAMENT LLIURE D'UN SÒL EN EDÒMETRE, UNE 103-601

INFLAMENT LLIURE (%): 0,2

DETERMINACIÓ DE LA PRESSIÓ D'INFLAMENT D'UN SÒL EN EDÒMETRE, UNE 103-602

PRESSIÓ D'INFLAMENT (KPa):

COLAPSE EN SÒLS, NLT-254/99

INDEX DE COLAPSE, I (%): 0,13

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: agosto-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ DEL CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: -

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE LA MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 2,00

ASSAIG DE COMPACTACIÓ (PROCTOR MODIFICAT), UNE 103-501-94

	1	2	3	4	5	6
Humitat (%)	9,16	11,27	13,29	15,45		
Densitat seca (g/cm ³)	2,01	1,99	1,93	1,81		

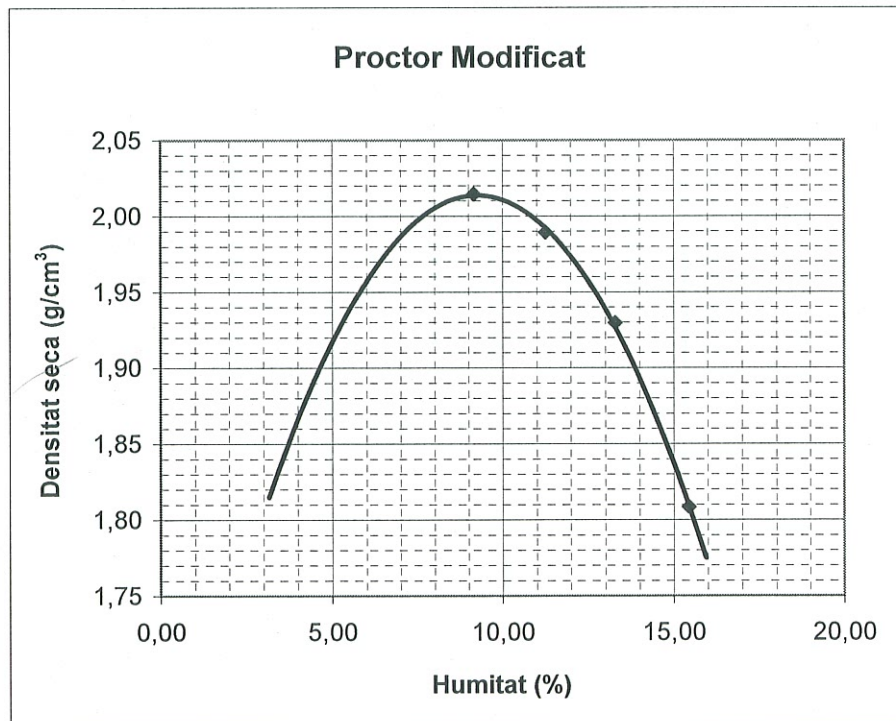
RESULTATS DE L'ASSAIG:

DENSITAT SECA MÀXIMA (g/cm³): 2,01

2,01

HUMITAT ÒPTIMA (%):

9,16



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: agosto-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ DEL CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: -

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE LA MOSTRA: Llims sorrencs - llims marrons amb abundants nòduls carbonatats

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 2,00

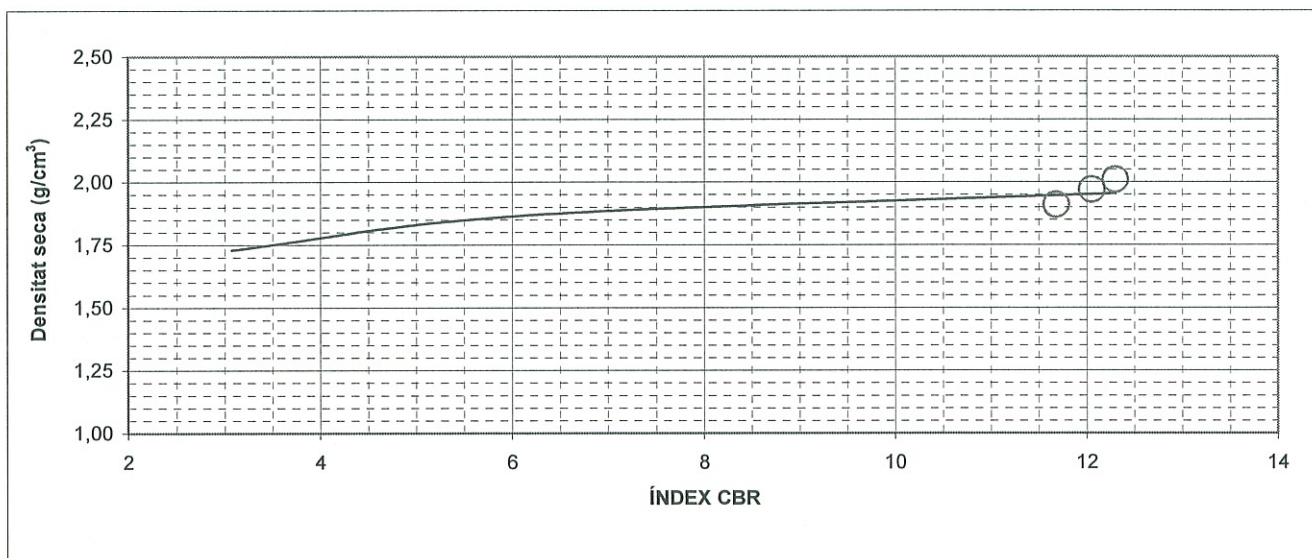
**MÈTODE D'ASSAIG PER A DETERMINAR AL LABORATORI
L'ÍNDEX DE C.B.R. D'UN SÒL, UNE 103-502-95**

Densitat seca màxima PM:	2,01 (g/cm ³)
Humitat òptima PM:	9,16 (%)

RESULTATS DE L'ASSAIG:

Energia de compactació	Densitat seca (g/cm ³)	Índex CBR	Absorció (%)	Inflament (%)
25%	1,729	3,075	-	-
50%	1,867	6,150	-	-
100%	1,954	12,300	-	-

Densitat Proctor	Densitat seca (g/cm ³)	Índex CBR
95%	1,910	11,69
98%	1,970	12,05
100%	2,010	12,30



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTO TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa marró amb graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 PROFUNDITAT (m): 3,50

DETERMINACIÓ DE LA HUMITAT NATURAL D'UN SÒL, UNE 103-300-93

CONTINGUT EN HUMITAT (%): 4,7

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT D'UN SÒL, UNE 103-301-94

DENSITAT HUMIDA (g/cm^3):

DENSITAT SECA (g/cm^3):

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT RELATIVA D'UN SÒL, UNE 103-302-94

PES ESPECÍFIC (g/cm^3): 2,51

DETERMINACIÓ DELS LÍMITS D'ATTERBERG D'UN SÒL, UNE 103-103-94 I 103-104-93

LÍMIT LÍQUID (%): NP

LÍMIT PLÀSTIC (%): NP

ÍNDEX DE PLASTICITAT (%): NP

DETERMINACIÓ QUALITATIVA DEL CONTINGUT DE SULFATS SOL.LUBLES D'UN SÒL, UNE 103-202-95

CONTINGUT QUALITATIU:

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa marró amb graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 3,50

DETERMINACIÓ DE L'EXPANSIVITAT D'UN SÒL, UNE 103-600-96

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

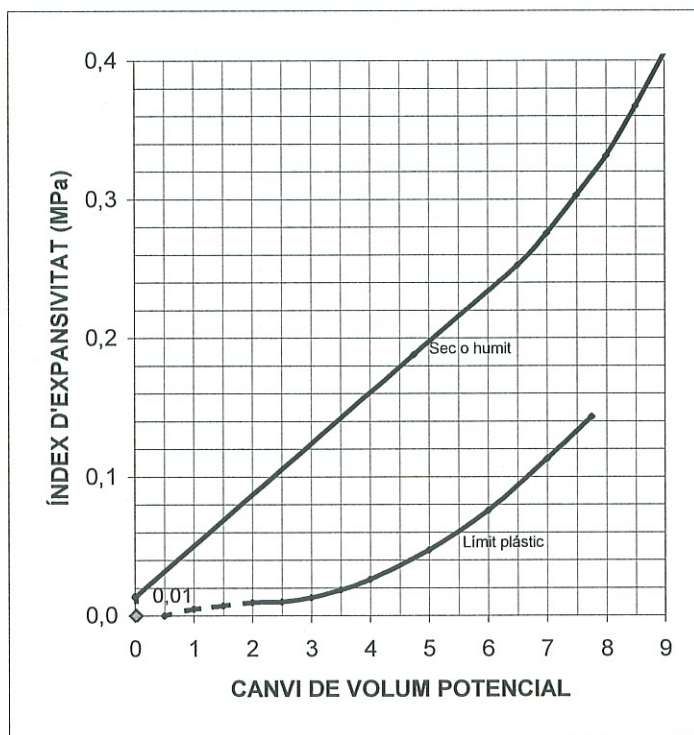
ESTAT DE L'ASSAIG: SEC

SUPERFICIE DE LA SECCIÓ (cm²): 38,48

RESULTATS DE L'ASSAIG:

ÍNDEX D'EXPANSIVITAT (MPa): 0,01

CANVI DE VOLUM POTENCIAL: 0,02 **No crític**



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: **06163GTL06(B)**, a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: **06048GTC05(B)**, a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

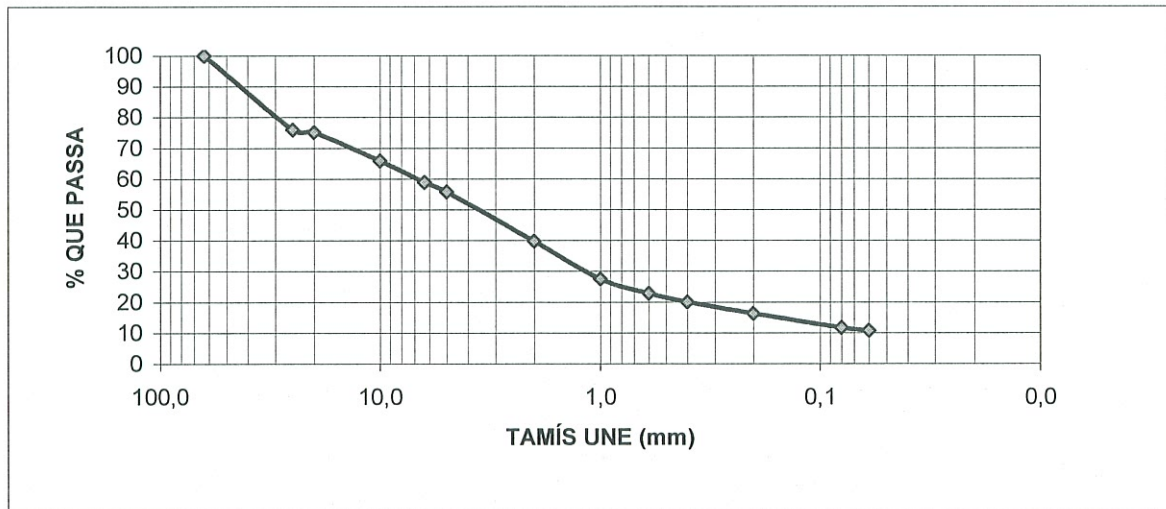
LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa marró amb graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 3,50

ANÀLISI GRANULOMÈTRIC DE SÒLS PER TAMISAT, UNE 103-101-95

TAMÍS UNE (mm):	63	25	20	10	6,3	5	2	1	0,6	0,4	0,2	0,08	0,06
% QUE PASSA:	100,0	76,0	75,2	65,9	59,0	55,9	39,9	27,5	22,9	20,1	16,3	11,7	10,8



CLASSIFICACIÓ DE CASAGRANDE

SP-SM

Sorres amb graves

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa marró amb graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 3,50

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN SALS SOLUBLES D'UN SÒL

NTL 114/99

Contingut en sals solubles (%) = 0,71

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN GUIX EN UN SÒL

NTL-115/99

Contingut en guix (%) = 1,40

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN MATÈRIA ORGÀNICA OXIDABLE D'UN SÒL

PEL MÈTODE DEL PERMANGANAT POTÀSSIC (UNE 103204:1993)

Contingut en matèria orgànica (%) = 0,49

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT DE CARBONATS EN UN SÒL

UNE 103200:1993

Contingut en carbonat càlcic (ppm) =

DETERMINACIÓ CUANTITATIVA DEL CONTINGUT EN SULFATS SOLUBLES D'UN SÒL

UNE 103201:1996

Contingut en sulfats (ppm) = <100

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa marró amb graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 3,50

DETERMINACIÓ DE L'INFLAMENT LLIURE D'UN SÒL EN EDÒMETRE, UNE 103-601

INFLAMENT LLIURE (%): 0

DETERMINACIÓ DE LA PRESSIÓ D'INFLAMENT D'UN SÒL EN EDÒMETRE, UNE 103-602

PRESSIÓ D'INFLAMENT (KPa):

COLAPSE EN SÒLS, NLT-254/99

INDEX DE COLAPSE, I (%): <0,01

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: agosto-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ DEL CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: -

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE LA MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa i abundants graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 3,50

ASSAIG DE COMPACTACIÓ (PROCTOR MODIFICAT), UNE 103-501-94

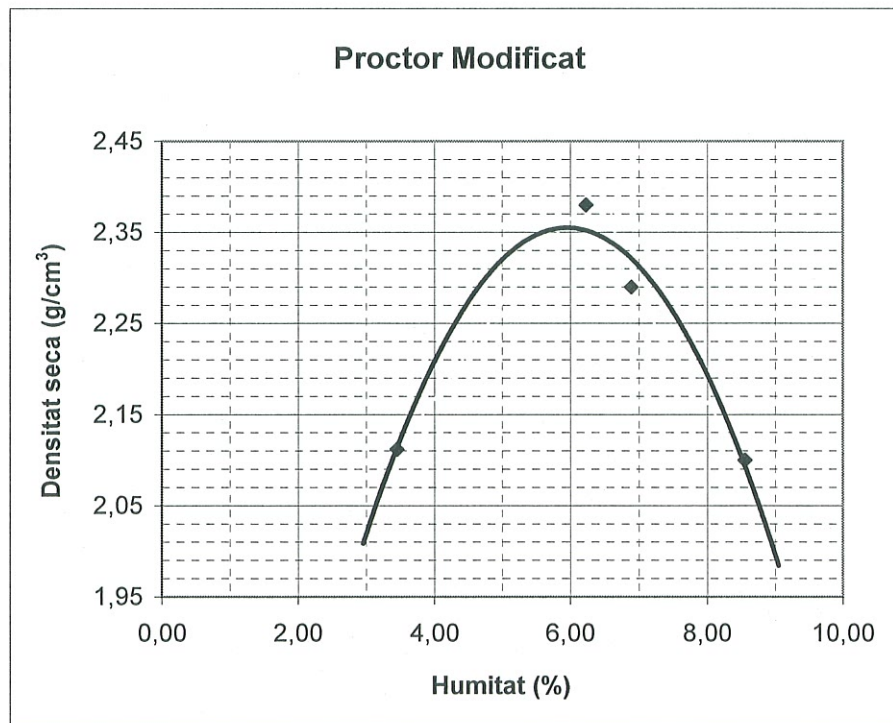
	1	2	3	4	5	6
Humitat (%)	3,46	6,23	6,89	8,56		
Densitat seca (g/cm ³)	2,11	2,38	2,29	2,10		

RESULTATS DE L'ASSAIG:

DENSITAT SECA MÀXIMA (g/ cm³): 2,35

HUMITAT ÒPTIMA (%): 6,00

6,00



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: agosto-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ DEL CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: -

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE LA MOSTRA: Sorres mitges a fines marrons amb matriu llimosa i abundants graves, gravetes i còdols

PROCEDÈNCIA: C-1 **PROFUNDITAT (m):** 3,50

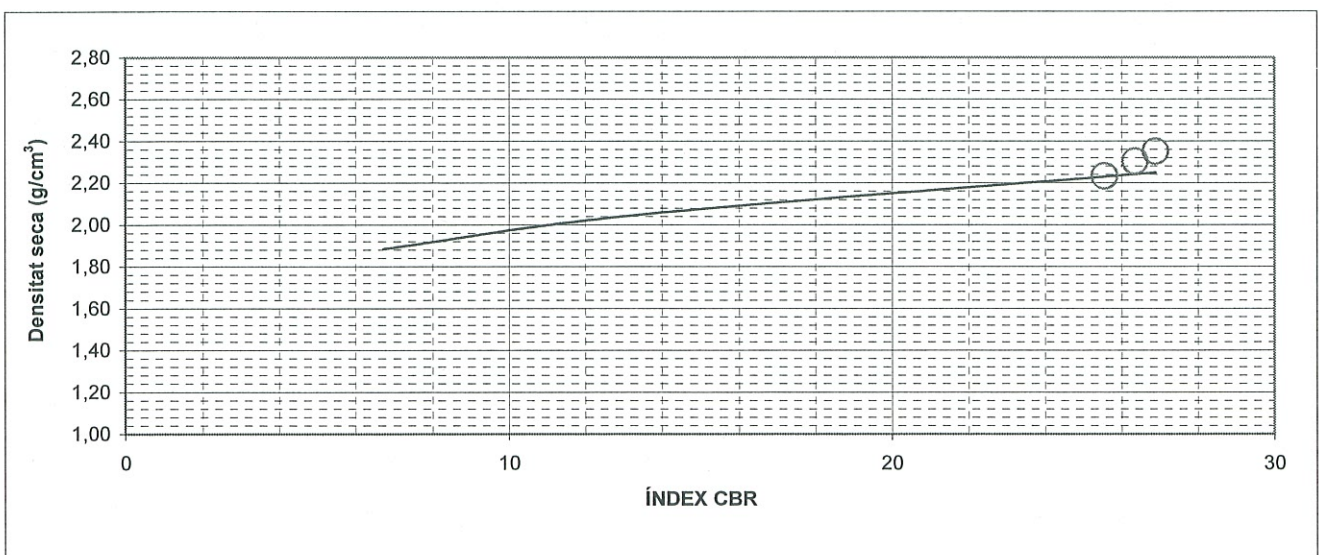
**MÈTODE D'ASSAIG PER A DETERMINAR AL LABORATORI
L'ÍNDEX DE C.B.R. D'UN SÒL, UNE 103-502-95**

Densitat seca màxima PM:	2,35 (g/cm ³)
Humitat òptima PM:	6,00 (%)

RESULTATS DE L'ASSAIG:

Energia de compactació	Densitat seca (g/cm ³)	Índex CBR	Absorció (%)	Inflament (%)
25%	1,885	6,725	-	-
50%	2,048	13,450	-	-
100%	2,250	26,900	-	-

Densitat Proctor	Densitat seca (g/cm ³)	Índex CBR
95%	2,233	25,56
98%	2,303	26,36
100%	2,350	26,90



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTO TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 PROFUNDITAT (m): 1,50

DETERMINACIÓ DE LA HUMITAT NATURAL D'UN SÒL, UNE 103-300-93

CONTINGUT EN HUMITAT (%): 11,3

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT D'UN SÒL, UNE 103-301-94

DENSITAT HUMIDA (g/cm³): 1,82

DENSITAT SECA (g/cm³): 1,64

DETERMINACIÓ DE LA DENSITAT RELATIVA D'UN SÒL, UNE 103-302-94

PES ESPECÍFIC (g/cm³): 2,59

DETERMINACIÓ DELS LÍMITS D'ATTERBERG D'UN SÒL, UNE 103-103-94 I 103-104-93

LÍMIT LÍQUID (%): 23,6

LÍMIT PLÀSTIC (%): 13,5

ÍNDEX DE PLASTICITAT (%): 10,1

DETERMINACIÓ QUALITATIVA DEL CONTINGUT DE SULFATS SOL.LUBLES D'UN SÒL, UNE 103-202-95

CONTINGUT QUALITATIU:

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llins argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 **PROFUNDITAT (m):** 1,50

DETERMINACIÓ DE L'EXPANSIVITAT D'UN SÒL, UNE 103-600-96

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

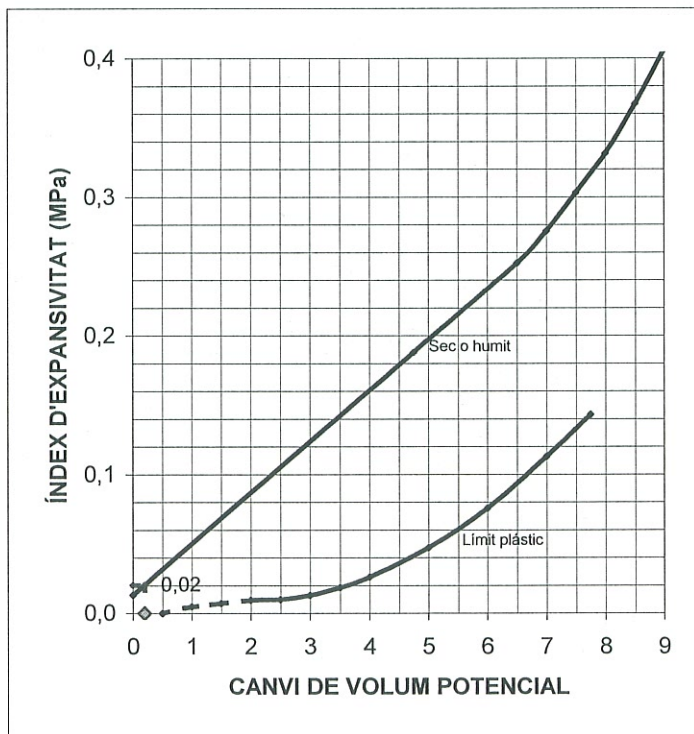
ESTAT DE L'ASSAIG: SEC

SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 38,48

RESULTATS DE L'ASSAIG:

ÍNDEX D'EXPANSIVITAT (MPa): 0,02

CANVI DE VOLUM POTENCIAL: 0,20 **No crític**



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

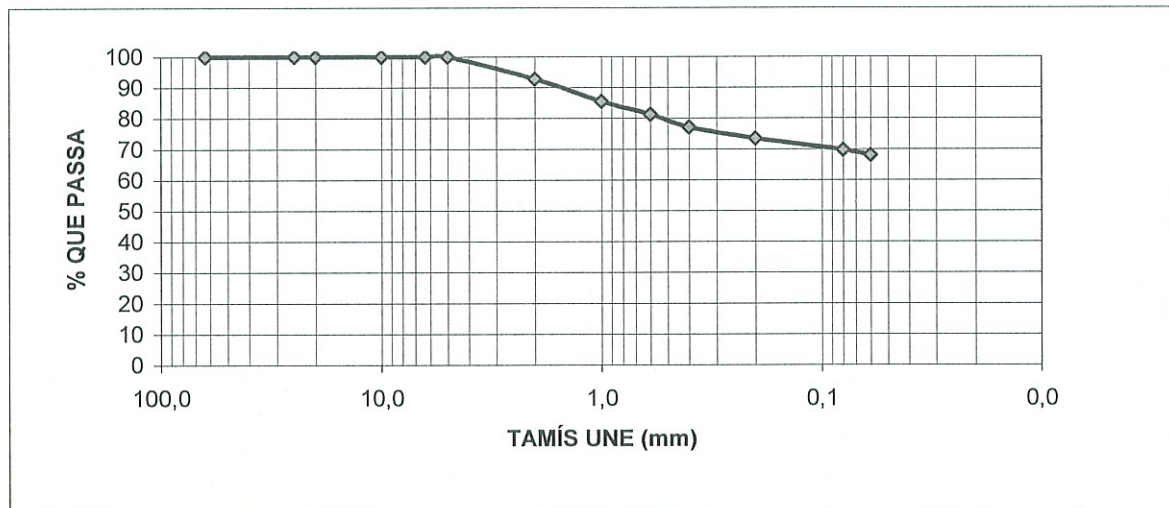
LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 **PROFUNDITAT (m):** 1,50

ANÀLISI GRANULOMÈTRIC DE SÒLS PER TAMISAT, UNE 103-101-95

TAMÍS UNE (mm):	63	25	20	10	6,3	5	2	1	0,6	0,4	0,2	0,08	0,06
% QUE PASSA:	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	92,8	85,5	81,3	77,1	73,5	69,8	68,1



CLASSIFICACIÓ DE CASAGRANDE

ML-CL

Llims i argiles

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 **PROFUNDITAT (m):** 1,50

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN SALS SOLUBLES D'UN SÒL

NTL 114/99

Contingut en sals solubles (%) = 0,87

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN GUIX EN UN SÒL

NTL-115/99

Contingut en guix (%) = 1,80

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT EN MATÈRIA ORGÀNICA OXIDABLE D'UN SÒL

PEL MÈTODE DEL PERMANGANAT POTÀSSIC (UNE 103204:1993)

Contingut en matèria orgànica (%) = 1,03

DETERMINACIÓ DEL CONTINGUT DE CARBONATS EN UN SÒL

UNE 103200:1993

Contingut en carbonat càlcic (ppm) =

DETERMINACIÓ CUANTITATIVA DEL CONTINGUT EN SULFATS SOLUBLES D'UN SÒL

UNE 103201:1996

Contingut en sulfats (ppm) = <100

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llims argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 **PROFUNDITAT (m):** 1,50

DETERMINACIÓ DE L'INFLAMENT LLIURE D'UN SÒL EN EDÒMETRE, UNE 103-601

INFLAMENT LLIURE (%): 0,3

DETERMINACIÓ DE LA PRESSIÓ D'INFLAMENT D'UN SÒL EN EDÒMETRE, UNE 103-602

PRESSIÓ D'INFLAMENT (KPa):

COLAPSE EN SÒLS, NLT-254/99

INDEX DE COLAPSE, I (%): 0,1

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: agosto-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ DEL CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: -

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALIDAD: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE LA MOSTRA: Llims argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 **PROFUNDIDAD (m):** 1,50

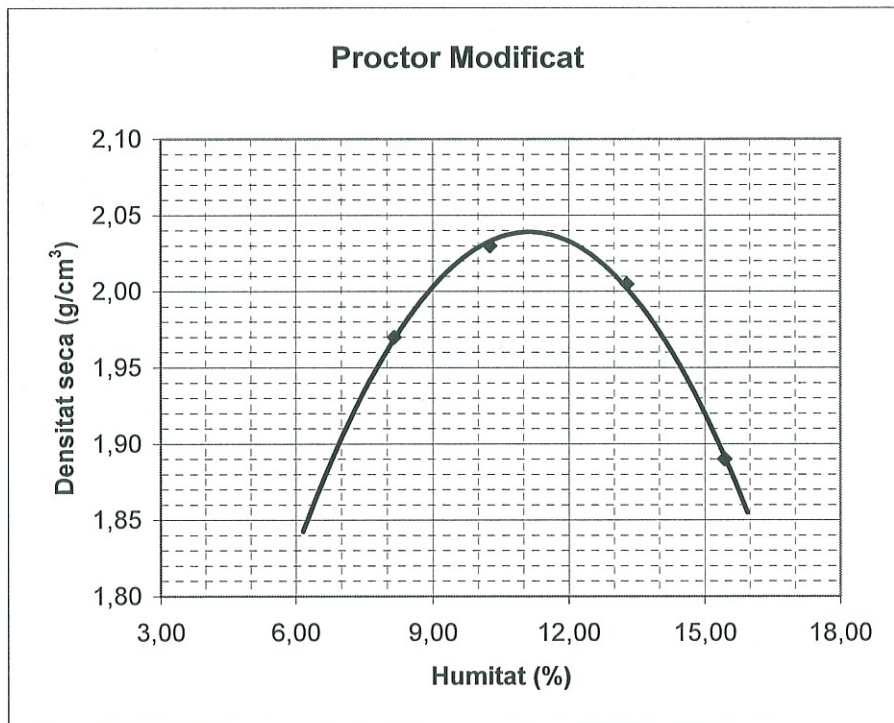
ASSAIG DE COMPACTACIÓ (PROCTOR MODIFICAT), UNE 103-501-94

	1	2	3	4	5	6
Humitat (%)	8,16	10,27	13,29	15,45		
Densitat seca (g/cm ³)	1,97	2,03	2,01	1,89		

RESULTATS DE L'ASSAIG:

DENSITAT SECA MÀXIMA (g/ cm³): 2,04

HUMITAT ÒPTIMA (%): 11,20



TÉCNICO RESPONSABLE DEL LABORATORIO:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÉCNICO DEL LABORATORIO:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: agosto-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ DEL CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: -

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALIDAD: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE LA MOSTRA: Llims argilosos - argiles llimoses marrons amb nòduls carbonatats i alguna graveta dispersa

PROCEDÈNCIA: C-2 **PROFUNDIDAD (m):** 1,50

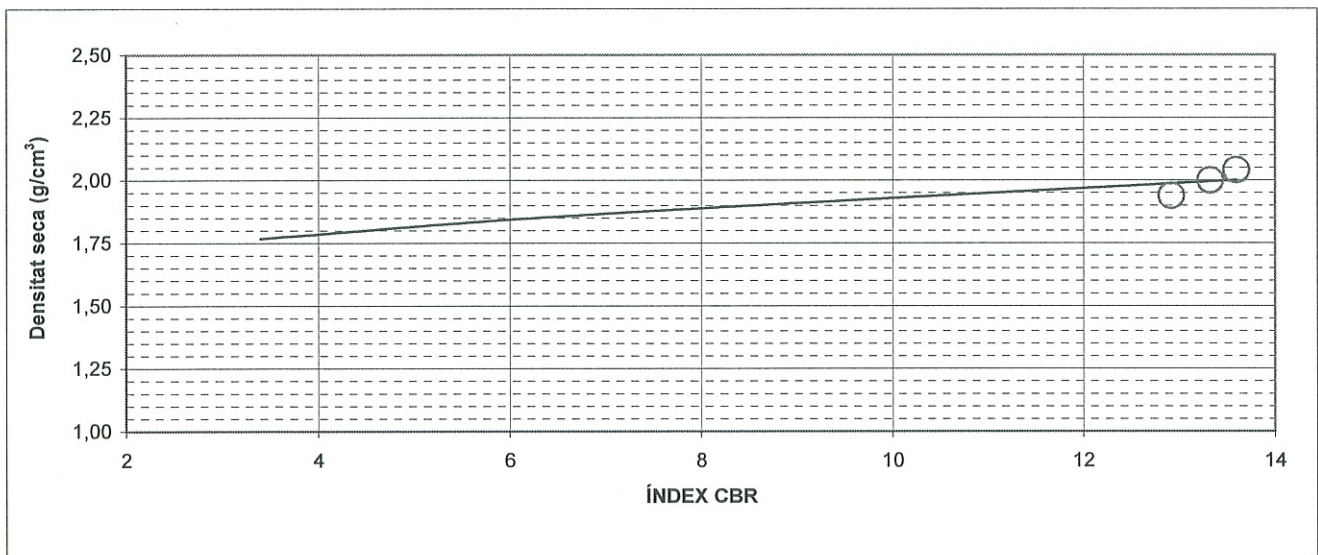
**MÈTODE D'ASSAIG PER A DETERMINAR AL LABORATORI
L'ÍNDEX DE C.B.R. D'UN SÒL, UNE 103-502-95**

Densitat seca màxima PM:	2,04 (g/cm ³)
Humitat òptima PM:	11,20 (%)

RESULTATS DE L'ASSAIG:

Energia de compactació	Densitat seca (g/cm ³)	Índex CBR	Absorció (%)	Inflament (%)
25%	1,768	3,40	-	-
50%	1,862	6,80	-	-
100%	2,000	13,60	-	-

Densitat Proctor	Densitat seca (g/cm ³)	Índex CBR
95%	1,938	12,92
98%	1,999	13,33
100%	2,040	13,60



TÉCNICO RESPONSABLE DEL LABORATORIO:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÉCNICO DEL LABORATORIO:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Llim - llim argilós marró amb nòduls carbonatats i graves disperses

PROCEDÈNCIA: S-1R **PROFUNDITAT (m):** 0,60-1,20

ASSAIG DE TRENCAMENT A COMPRESSIÓ SIMPLE EN PROBETES DE SÒL, UNE 103-400-93

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

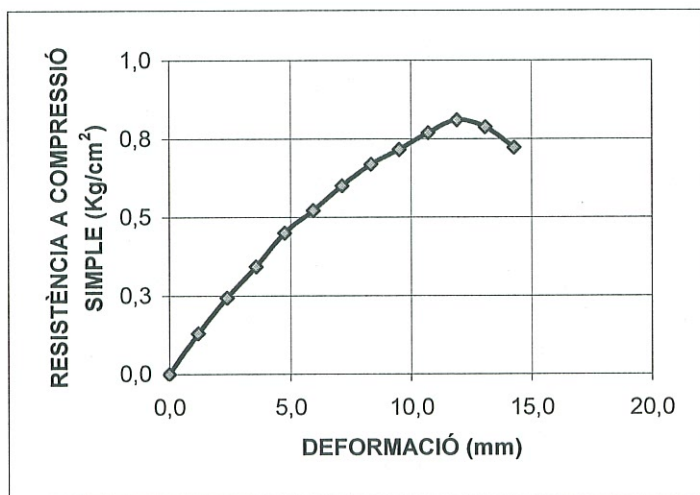
ALÇADA DE LA PROBETA (cm): 11,9

DIÀMETRE DE LA PROBETA (cm): 5,8

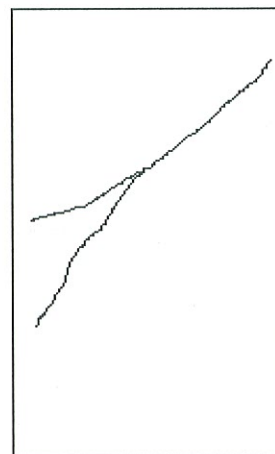
SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 26,42

RESULTATS DE L'ASSAIG:

RESISTÈNCIA A COMPRESSIÓ SIMPLE CORREGIDA (Kg/cm²): 0,81



ESQUEMA DE TRENCAMENT



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Agiles llimoses - llims argilosos marrons amb gravetes i nòduls carbonatats dispersos

PROCEDÈNCIA: S-1R PROFUNDITAT (m): 2,40-3,00

ASSAIG DE TRENCAMENT A COMPRESSIÓ SIMPLE EN PROBETES DE SÒL, UNE 103-400-93

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

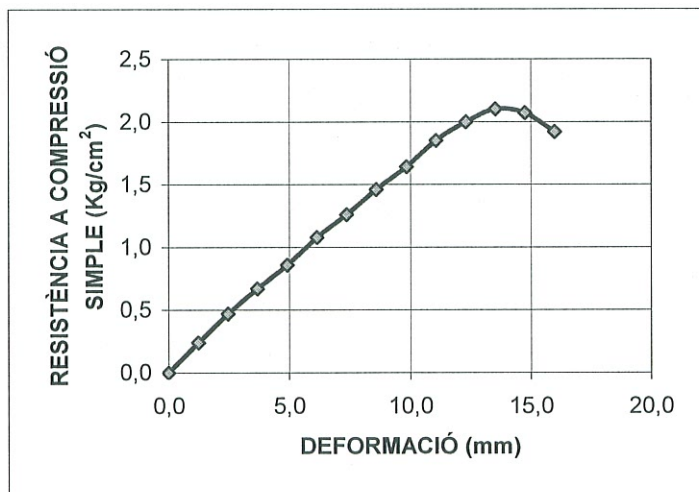
ALÇADA DE LA PROBETA (cm): 12,3

DIÀMETRE DE LA PROBETA (cm): 5,8

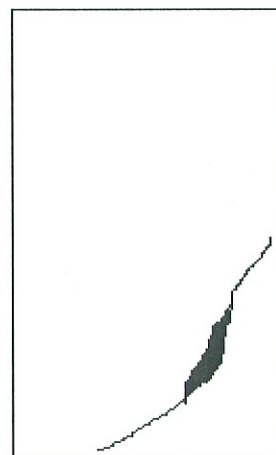
SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 26,42

RESULTATS DE L'ASSAIG:

RESISTÈNCIA A COMPRESSIÓ SIMPLE CORREGIDA (Kg/cm²): 2,10



ESQUEMA DE TRENCAMENT



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Agiles llimoses - llims argilosos marrons amb gravetes i nòduls carbonatats dispersos

PROCEDÈNCIA: S-1R PROFUNDITAT (m): 2,40-3,00

ASSAIG DE TALL DIRECTE EN SÒLS, UNE 103-401-98

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

MOSTRA INALTERADA/REMOLDEJADA: **Inalterada**

MODALITAT D'ASSAIG CD/CU/UU: **UU**

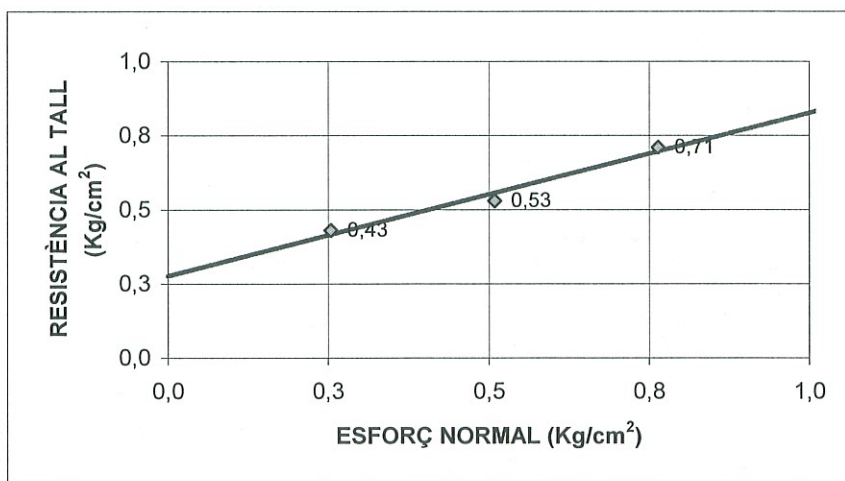
VELOCITAT DE L'ASSAIG (mm/min): **1,5**

SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): **19,63**

RESULTATS DE L'ASSAIG:

TENSIÓ NORMAL (Kg/cm²): **0,3** **0,5** **0,8**

TENSIÓ TANGENCIAL MÀXIMA (Kg/cm²): **0,43** **0,53** **0,71**



COHESIÓ (Kg/cm²): **0,29**

ANGLE DE FREGAMENT INTERN (°): **28,7**

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECÁNICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,

n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006

- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements geotècnics (GTC), assaigs bàsics,

n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Agiles llimoses - llims argilosos marrons amb gravetes i nòduls carbonatats dispersos

PROCEDÈNCIA: S-1R PROFUNDITAT (m): 6,00-6,60

ASSAIG DE TRENCAMENT A COMPRESSIÓ SIMPLE EN PROBETES DE SÒL, UNE 103-400-93

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

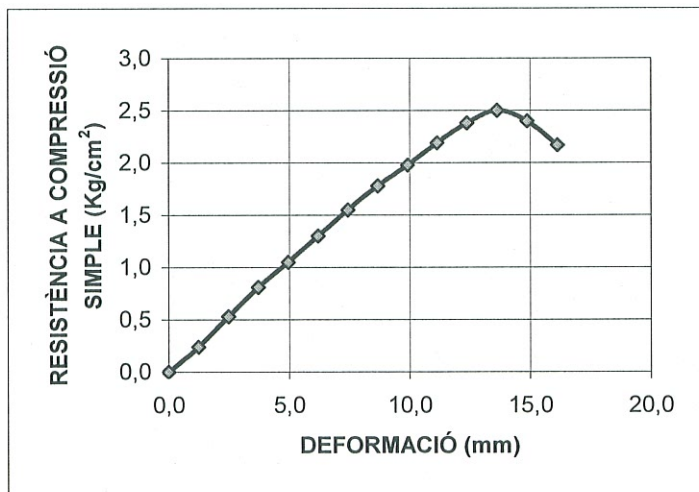
ALÇADA DE LA PROBETA (cm): 12,4

DIÀMETRE DE LA PROBETA (cm): 5,8

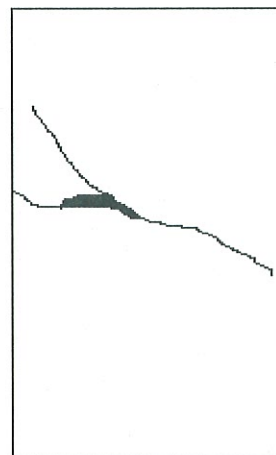
SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 26,42

RESULTATS DE L'ASSAIG:

RESISTÈNCIA A COMPRESSIÓ SIMPLE CORREGIDA (Kg/cm²): 2,50



ESQUEMA DE TRENCAMENT



TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



LOSAN
MECANICA DEL SUELO, S.A.

- Àmbit d'assaigs de laboratori de geotècnia (GTL), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06163GTL06(B), a 24 d'abril de 2006
- Àmbit de sondeigs, presa de mostres i assaigs in situ per reconeixements
geotècnics (GTC), assaigs bàsics,
n. d'identificació: 06048GTC05(B), a 9 de setembre de 2005

ACREDITACIÓ DELS LABORATORIS DE LA CONSTRUCCIÓ

PER LA GENERALITAT DE CATALUNYA - DECRET 257/2003 de 21 d'octubre

NÚMERO D'EXPEDIENT: 15157/06/07

DATA: 01-ago-07

CLIENT: WHITE TRANS, S.L.

DIRECCIÓ CLIENT: c/ Alarcón, 61

C.I.F.: B-61796421

Sant Adrià del Besòs - 08930

DADES DE L'OBRA:

TIPUS D'OBRA: Edifici

DIRECCIÓ DE L'OBRA: c/ de Can Gurri - c/ Lleida

LOCALITAT: Lliçà de Vall

DESCRIPCIÓ DE MOSTRA: Agiles llimoses - llims argilosos marrons amb gravetes i nòduls carbonatats dispersos

PROCEDÈNCIA: S-1R **PROFUNDITAT (m):** 6,00-6,60

ASSAIG DE TALL DIRECTE EN SÒLS, UNE 103-401-98

CARACTERÍSTIQUES DE L'ASSAIG:

MOSTRA INALTERADA/REMOLDEJADA: Inalterada

MODALITAT D'ASSAIG CD/CU/UU: UU

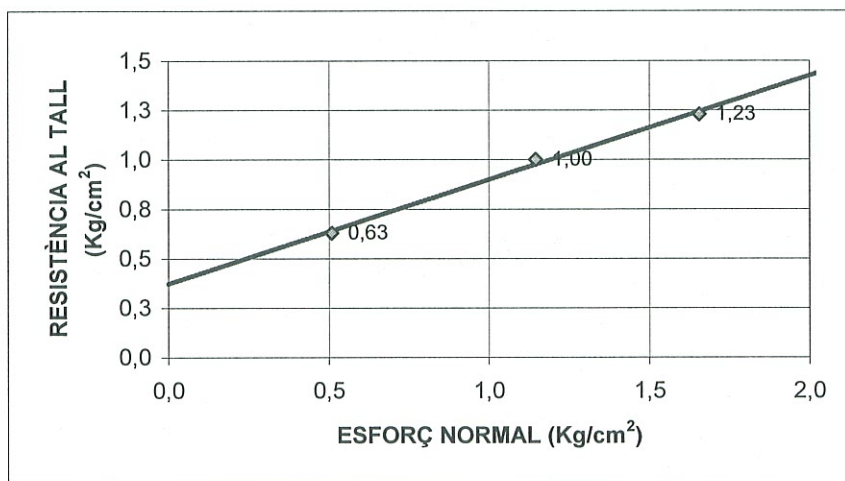
VELOCITAT DE L'ASSAIG (mm/min): 1,5

SUPERFÍCIE DE LA SECCIÓ (cm²): 19,63

RESULTATS DE L'ASSAIG:

TENSIÓ NORMAL (Kg/cm²): 0,5 1,1 1,7

TENSIÓ TANGENCIAL MÀXIMA (Kg/cm²): 0,63 1,00 1,23



COHESIÓ (Kg/cm²): 0,37

ANGLE DE FREGAMENT INTERN (°): 27,4

TÈCNIC RESPONSABLE DEL LABORATORI:

SONIA LÓPEZ PACHA

DIRECTOR TÈCNIC DEL LABORATORI:

MIGUEL LÓPEZ SOMOZA



EPS

Escola Politècnica
Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Tècn. Ind. Mecànica. Pla 2002

Títol: Disseny d'una nau industrial amb estructura i fonamentació de formigó prefabricat

Document: 1.- Memòria. Annex B: Baixada de càrregues

Alumne: Imma Duran Sureda

Director/Tutor: Albert Turon Travesa

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: MMCTE

Convocatòria (mes/any): Gener 2009

ÍNDEX

1.- Combinació en ELS.....	1
2.- Esquema de l'estructura.....	2
3.- Numeració dels nusos.....	3
4.- Resultats de la baixada de càrregues en ELS.....	4
5.- Resultats de la baixada de càrregues en ELU.....	13

SOL-LICITACIONS A LA BASE DELS PILARS

DADES DE L'OBRA:

Referència: TRANS
Codi: 29/08
Situació: Llicà de Vall
Data: 04/12/08
Versió: 1a

1. COMBINACIONS D'ESTATS LÍMITS DE SERVEI REALITZADES:

COMB 1,2 => Cas 11, 12 : 1.00 Pes Propi + 1.00 Càrrega permanent + 1.00 Sobrecàrrega d'ús + 1.00x0.5 Neu coberta + 1.00x0.6 Vent +X -X

COMB 3,4 => Cas 13, 14 : 1.00 Pes Propi + 1.00 Càrrega permanent + 1.00 Sobrecàrrega d'ús + 1.00x0.5 Neu coberta + 1.00x0.6 Vent +Y -Y

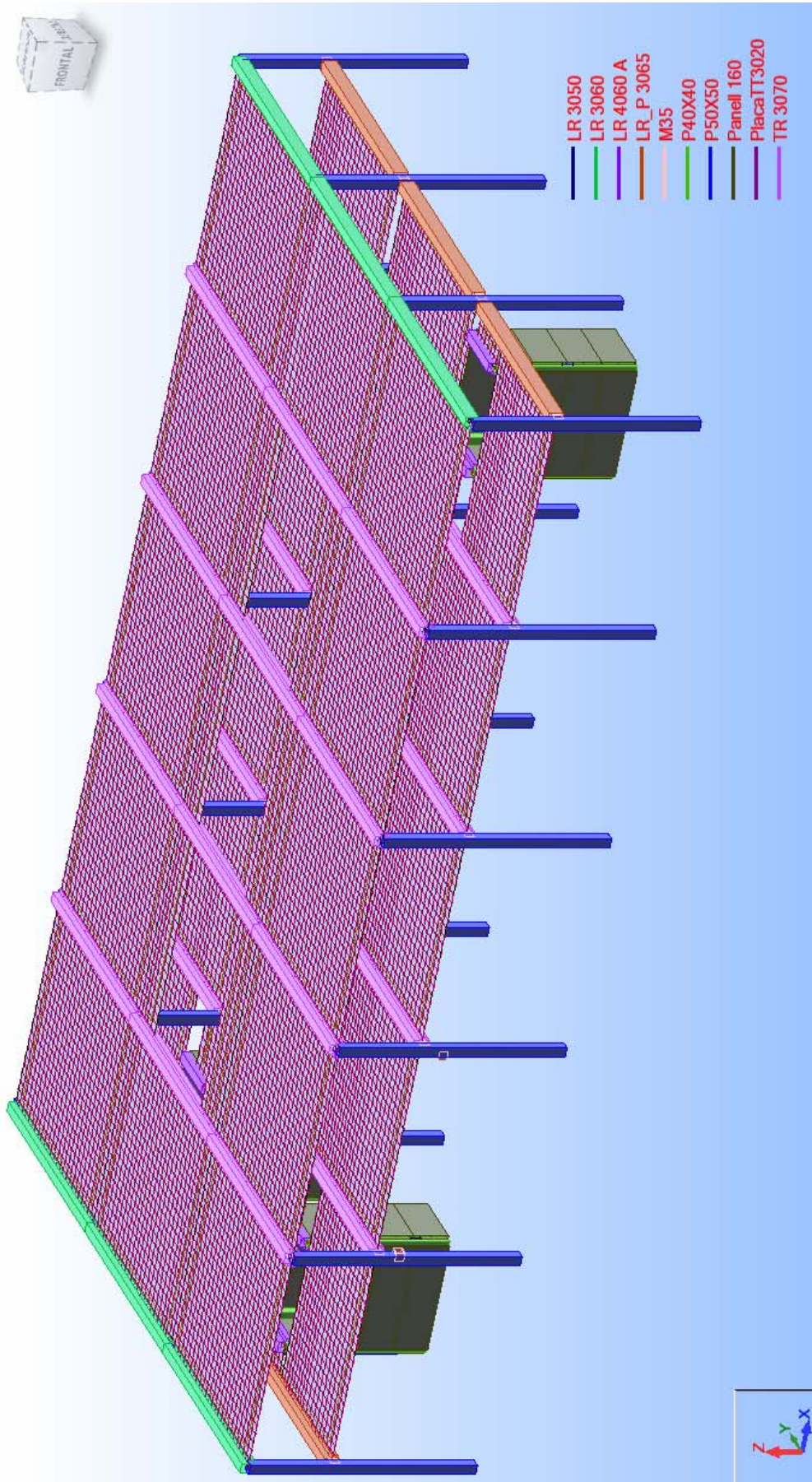
COMB 5,6 => Cas 15, 16 : 1.00 Pes Propi + 1.00 Càrrega permanent + 1.00x0.7 Sobrecàrrega d'ús + 1.00x0.5 Neu coberta + 1.00 Vent +X -X

COMB 7,8 => Cas 17, 18 : 1.00 Pes Propi + 1.00 Càrrega permanent + 1.00x0.7 Sobrecàrrega d'ús + 1.00x0.5 Neu coberta + 1.00 Vent +Y -Y

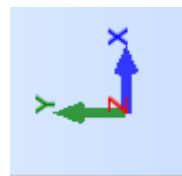
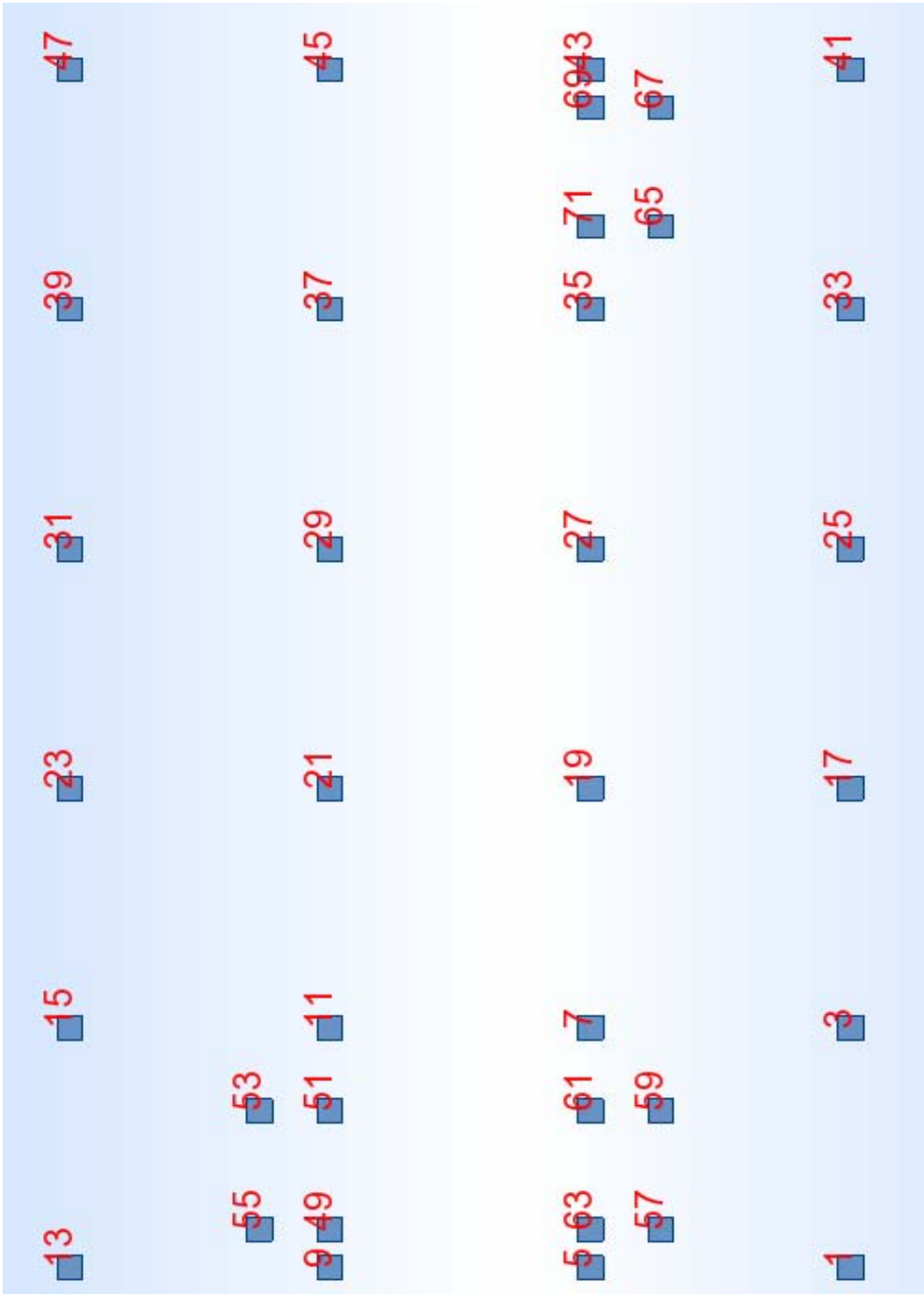
COMB 9,10 => Cas 19, 20 : 1.00 Pes Propi + 1.00 Càrrega permanent + 1.00x0.7 Sobrecàrrega d'ús + 1.00 Neu coberta + 1.00x0.6 Vent +X -X

COMB 11,12 => Cas 21, 22 : 1.00 Pes Propi + 1.00 Càrrega permanent + 1.00x0.7 Sobrecàrrega d'ús + 1.00 Neu coberta + 1.00x0.6 Vent +Y -Y

2. ESQUEMA DE L'ESTRUCTURA



3. NUMERACIÓ DELS NUSOS INFERIORS DELS PILARS



4. RESULTATS DE LA BAIXADA DE CÀRREGUES EN ELS:

>> Envolvent en ELS de les sol.licitacions
<< a la base dels pilars

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	16 (C)	10,08>>	-12,1	522,98	52,69	54,87	-18,3
1	15 (C)	-18,68<<	-12,5	522,09	53,83	-70,18	-20,11
1	18 (C)	-0,91	-1,69>>	523,55	21,08	-2	-22,56
1	17 (C)	-1,6	-28,59<<	522,26	92,03	-5,61	-15
1	14 (C)	-2,03	-5,16	546,90>>	32,35	-6,73	-24,39
1	15 (C)	-18,68	-12,5	522,09<<	53,83	-70,18	-20,11
1	17 (C)	-1,6	-28,59	522,26	92,03>>	-5,61	-15
1	18 (C)	-0,91	-1,69	523,55	21,08<<	-2	-22,56
1	16 (C)	10,08	-12,1	522,98	52,69	54,87>>	-18,3
1	15 (C)	-18,68	-12,5	522,09	53,83	-70,18<<	-20,11
1	17 (C)	-1,6	-28,59	522,26	92,03	-5,61	-15,00>>
1	14 (C)	-2,03	-5,16	546,9	32,35	-6,73	-24,39<<
3	16 (C)	8,15>>	16,63	944,22	-14,11	53,63	-6,42
3	15 (C)	-4,78<<	16,59	943,98	-13,84	-50,69	-3,18
3	18 (C)	2,57	34,68>>	950,51	-59,99	4,98	-5,39
3	17 (C)	0,84	-13,08<<	938,17	45,59	-1,88	-4,25
3	14 (C)	2,04	30	1008,03>>	-47,06	1,66	-6,34
3	17 (C)	0,84	-13,08	938,17<<	45,59	-1,88	-4,25
3	17 (C)	0,84	-13,08	938,17	45,59>>	-1,88	-4,25
3	18 (C)	2,57	34,68	950,51	-59,99<<	4,98	-5,39
3	16 (C)	8,15	16,63	944,22	-14,11	53,63>>	-6,42
3	15 (C)	-4,78	16,59	943,98	-13,84	-50,69<<	-3,18
3	15 (C)	-4,78	16,59	943,98	-13,84	-50,69	-3,18>>
3	12 (C)	5,38	19,17	1004,26	-19,53	30,85	-6,96<<
5	16 (C)	18,15>>	-4,54	985,58	18,07	70,19	-4,34
5	15 (C)	-26,46<<	-4,57	986,7	18,45	-75,75	-3,12
5	18 (C)	1,85	1,86>>	985,91	-9,28	4,79	-7,55
5	17 (C)	1,82	-10,74<<	985,66	45,33	4,25	0,67
5	11 (C)	-15,38	-4,09	1037,20>>	17,42	-45,29	-2,95
5	16 (C)	18,15	-4,54	985,58<<	18,07	70,19	-4,34
5	17 (C)	1,82	-10,74	985,66	45,33>>	4,25	0,67
5	18 (C)	1,85	1,86	985,91	-9,28<<	4,79	-7,55
5	16 (C)	18,15	-4,54	985,58	18,07	70,19>>	-4,34
5	15 (C)	-26,46	-4,57	986,7	18,45	-75,75<<	-3,12
5	17 (C)	1,82	-10,74	985,66	45,33	4,25	0,67>>
5	18 (C)	1,85	1,86	985,91	-9,28	4,79	-7,55<<
7	16 (C)	7,95>>	0,87	1738	4,95	54,04	3,7
7	15 (C)	-6,64<<	0,81	1738,05	5,25	-55,52	8,33
7	18 (C)	0,88	11,41>>	1737,34	-33,55	0,19	3,41
7	17 (C)	0,53	-9,75<<	1738,22	43,8	-1,37	8,5
7	13 (C)	0,65	-5,28	1846,37>>	27,9	-2,22	7,21
7	18 (C)	0,88	11,41	1737,34<<	-33,55	0,19	3,41
7	17 (C)	0,53	-9,75	1738,22	43,80>>	-1,37	8,5
7	18 (C)	0,88	11,41	1737,34	-33,55<<	0,19	3,41
7	16 (C)	7,95	0,87	1738	4,95	54,04>>	3,7
7	15 (C)	-6,64	0,81	1738,05	5,25	-55,52<<	8,33
7	17 (C)	0,53	-9,75	1738,22	43,8	-1,37	8,50>>
7	18 (C)	0,88	11,41	1737,34	-33,55	0,19	3,41<<

9	16 (C)	18,15>>	3,81	985,8	-15,96	70,22	3,89
9	15 (C)	-26,80<<	3,85	986,37	-15,65	-76,91	3,89
9	18 (C)	1,73	10,11>>	985,63	-43,1	3,84	-0,12
9	17 (C)	1,56	-2,65<<	985,78	11,84	3,99	7,38
9	11 (C)	-15,65	3,27	1036,97>>	-14,43	-46,16	3,48
9	18 (C)	1,73	10,11	985,63<<	-43,1	3,84	-0,12
9	17 (C)	1,56	-2,65	985,78	11,84>>	3,99	7,38
9	18 (C)	1,73	10,11	985,63	-43,10<<	3,84	-0,12
9	16 (C)	18,15	3,81	985,8	-15,96	70,22>>	3,89
9	15 (C)	-26,8	3,85	986,37	-15,65	-76,91<<	3,89
9	17 (C)	1,56	-2,65	985,78	11,84	3,99	7,38>>
9	18 (C)	1,73	10,11	985,63	-43,1	3,84	-0,12<<
11	16 (C)	8,03>>	-1,36	1738,08	-3,46	54,37	-4,62
11	15 (C)	-7,11<<	-1,41	1738,02	-3,18	-57,07	-6,75
11	18 (C)	0,32	9,22>>	1738,25	-42,06	-2,12	-7,17
11	17 (C)	0,64	-11,94<<	1737,37	35,28	-0,44	-3,84
11	14 (C)	0,42	4,57	1846,39>>	-25,55	-2,93	-6,19
11	17 (C)	0,64	-11,94	1737,37<<	35,28	-0,44	-3,84
11	17 (C)	0,64	-11,94	1737,37	35,28>>	-0,44	-3,84
11	18 (C)	0,32	9,22	1738,25	-42,06<<	-2,12	-7,17
11	16 (C)	8,03	-1,36	1738,08	-3,46	54,37>>	-4,62
11	15 (C)	-7,11	-1,41	1738,02	-3,18	-57,07<<	-6,75
11	17 (C)	0,64	-11,94	1737,37	35,28	-0,44	-3,84>>
11	18 (C)	0,32	9,22	1738,25	-42,06	-2,12	-7,17<<
13	16 (C)	10,23>>	11,49	522,93	-50,84	55,42	18,15
13	15 (C)	-19,74<<	11,67	522,14	-50,8	-73,78	20,14
13	18 (C)	-2,27	27,87>>	522,2	-89,6	-7,9	14,85
13	17 (C)	-1,25	0,97<<	523,6	-18,68	-3,04	22,53
13	13 (C)	-2,4	4,33	546,91>>	-29,59	-7,82	24,29
13	15 (C)	-19,74	11,67	522,14<<	-50,8	-73,78	20,14
13	17 (C)	-1,25	0,97	523,6	-18,68>>	-3,04	22,53
13	18 (C)	-2,27	27,87	522,2	-89,60<<	-7,9	14,85
13	16 (C)	10,23	11,49	522,93	-50,84	55,42>>	18,15
13	15 (C)	-19,74	11,67	522,14	-50,8	-73,78<<	20,14
13	13 (C)	-2,4	4,33	546,91	-29,59	-7,82	24,29>>
13	18 (C)	-2,27	27,87	522,2	-89,6	-7,9	14,85<<
15	16 (C)	7,95>>	-17,46	923,23	16,31	54,07	3,44
15	15 (C)	-6,02<<	-17,47	923,47	16,5	-53,86	-0,59
15	18 (C)	-0,08	12,24>>	917,43	-43,21	-3,98	0,7
15	17 (C)	1,96	-35,52<<	929,77	62,37	4,08	2,1
15	13 (C)	1,27	-31,17	979,27>>	50,37	0,73	1,68
15	18 (C)	-0,08	12,24	917,43<<	-43,21	-3,98	0,7
15	17 (C)	1,96	-35,52	929,77	62,37>>	4,08	2,1
15	18 (C)	-0,08	12,24	917,43	-43,21<<	-3,98	0,7
15	16 (C)	7,95	-17,46	923,23	16,31	54,07>>	3,44
15	15 (C)	-6,02	-17,47	923,47	16,5	-53,86<<	-0,59
15	16 (C)	7,95	-17,46	923,23	16,31	54,07	3,44>>
15	15 (C)	-6,02	-17,47	923,47	16,5	-53,86	-0,59<<

17	16 (C)	4,63>>	22,08	965,32	-27,55	45,47	-1,81
17	15 (C)	-8,29<<	22,13	965,21	-27,66	-58,8	1,41
17	18 (C)	-1,15	41,48>>	971,55	-78,1	-3,81	-0,59
17	17 (C)	-2,48	-8,90<<	959,45	36,44	-9,45	0,17
17	14 (C)	-2,46	36,44	1030,99>>	-63,68	-8,38	-0,16
17	17 (C)	-2,48	-8,9	959,45<<	36,44	-9,45	0,17
17	17 (C)	-2,48	-8,9	959,45	36,44>>	-9,45	0,17
17	18 (C)	-1,15	41,48	971,55	-78,10<<	-3,81	-0,59
17	16 (C)	4,63	22,08	965,32	-27,55	45,47>>	-1,81
17	15 (C)	-8,29	22,13	965,21	-27,66	-58,80<<	1,41
17	15 (C)	-8,29	22,13	965,21	-27,66	-58,8	1,41>>
17	16 (C)	4,63	22,08	965,32	-27,55	45,47	-1,81<<
19	16 (C)	4,01>>	-0,2	1724,86	7,41	44,25	-1,54
19	15 (C)	-10,56<<	-0,15	1724,88	7,3	-65,28	3,03
19	18 (C)	-3,02	11,84>>	1724,2	-36,07	-9,49	-0,39
19	17 (C)	-3,49	-12,20<<	1725,06	50,85	-11,4	1,77
19	13 (C)	-4,44	-7,42	1833,97>>	33,65	-14,43	1,32
19	18 (C)	-3,02	11,84	1724,20<<	-36,07	-9,49	-0,39
19	17 (C)	-3,49	-12,2	1725,06	50,85>>	-11,4	1,77
19	18 (C)	-3,02	11,84	1724,2	-36,07<<	-9,49	-0,39
19	16 (C)	4,01	-0,2	1724,86	7,41	44,25>>	-1,54
19	15 (C)	-10,56	-0,15	1724,88	7,3	-65,28<<	3,03
19	15 (C)	-10,56	-0,15	1724,88	7,3	-65,28	3,03>>
19	16 (C)	4,01	-0,2	1724,86	7,41	44,25	-1,54<<
21	16 (C)	4,12>>	-0,03	1724,8	-6,7	44,57	0,29
21	15 (C)	-11,03<<	0,03	1724,76	-6,84	-66,89	-1,57
21	18 (C)	-3,68	12,04>>	1724,96	-50,31	-12,19	-0,59
21	17 (C)	-3,24	-12,00<<	1724,11	36,62	-10,14	-0,31
21	14 (C)	-4,62	7,03	1833,85>>	-32,3	-15,12	-0,5
21	17 (C)	-3,24	-12	1724,11<<	36,62	-10,14	-0,31
21	17 (C)	-3,24	-12	1724,11	36,62>>	-10,14	-0,31
21	18 (C)	-3,68	12,04	1724,96	-50,31<<	-12,19	-0,59
21	16 (C)	4,12	-0,03	1724,8	-6,7	44,57>>	0,29
21	15 (C)	-11,03	0,03	1724,76	-6,84	-66,89<<	-1,57
21	16 (C)	4,12	-0,03	1724,8	-6,7	44,57	0,29>>
21	15 (C)	-11,03	0,03	1724,76	-6,84	-66,89	-1,57<<
23	16 (C)	6,42>>	-22,64	944,67	28,95	49,34	2,18
23	15 (C)	-7,53<<	-22,56	944,79	28,77	-58,53	-1,84
23	18 (C)	-1,41	8,42>>	938,93	-35,23	-8,12	-0,38
23	17 (C)	0,24	-41,97<<	951,03	79,32	-1,26	0,65
23	13 (C)	-0,41	-37,29	1002,54>>	66	-4,46	0,29
23	18 (C)	-1,41	8,42	938,93<<	-35,23	-8,12	-0,38
23	17 (C)	0,24	-41,97	951,03	79,32>>	-1,26	0,65
23	18 (C)	-1,41	8,42	938,93	-35,23<<	-8,12	-0,38
23	16 (C)	6,42	-22,64	944,67	28,95	49,34>>	2,18
23	15 (C)	-7,53	-22,56	944,79	28,77	-58,53<<	-1,84
23	16 (C)	6,42	-22,64	944,67	28,95	49,34	2,18>>
23	15 (C)	-7,53	-22,56	944,79	28,77	-58,53	-1,84<<

25	16 (C)	5,07>>	22,71	944,26	-29,15	45,53	-0,59
25	15 (C)	-7,86<<	22,83	944,27	-29,56	-58,79	2,64
25	18 (C)	-0,99	42,76>>	950,94	-82,19	-4,62	0,88
25	17 (C)	-1,79	-8,85<<	938,04	37,05	-8,65	1,17
25	14 (C)	-1,45	37,62	1002,11>>	-67,1	-7,32	1,07
25	17 (C)	-1,79	-8,85	938,04<<	37,05	-8,65	1,17
25	17 (C)	-1,79	-8,85	938,04	37,05>>	-8,65	1,17
25	18 (C)	-0,99	42,76	950,94	-82,19<<	-4,62	0,88
25	16 (C)	5,07	22,71	944,26	-29,15	45,53>>	-0,59
25	15 (C)	-7,86	22,83	944,27	-29,56	-58,79<<	2,64
25	15 (C)	-7,86	22,83	944,27	-29,56	-58,79	2,64>>
25	16 (C)	5,07	22,71	944,26	-29,15	45,53	-0,59<<
27	16 (C)	6,33>>	0,44	1704,31	5,77	48,87	-1,25
27	15 (C)	-8,24<<	0,57	1704,31	5,34	-60,66	3,41
27	18 (C)	-0,71	13,22>>	1703,57	-40,41	-4,91	1,47
27	17 (C)	-1,19	-12,23<<	1704,57	51,61	-6,84	0,67
27	13 (C)	-1,39	-7,05	1805,47>>	33,17	-8,31	0,69
27	18 (C)	-0,71	13,22	1703,57<<	-40,41	-4,91	1,47
27	17 (C)	-1,19	-12,23	1704,57	51,61>>	-6,84	0,67
27	18 (C)	-0,71	13,22	1703,57	-40,41<<	-4,91	1,47
27	16 (C)	6,33	0,44	1704,31	5,77	48,87>>	-1,25
27	15 (C)	-8,24	0,57	1704,31	5,34	-60,66<<	3,41
27	15 (C)	-8,24	0,57	1704,31	5,34	-60,66	3,41>>
27	16 (C)	6,33	0,44	1704,31	5,77	48,87	-1,25<<
29	16 (C)	6,22>>	-0,12	1704,28	-6,71	48,56	-0,76
29	15 (C)	-8,95<<	0	1704,27	-7,14	-62,94	-2,41
29	18 (C)	-1,61	12,69>>	1704,52	-53	-8,28	-0,02
29	17 (C)	-1,16	-12,77<<	1703,54	39,04	-6,23	-2,81
29	14 (C)	-1,82	7,24	1805,40>>	-33,62	-9,7	-0,45
29	17 (C)	-1,16	-12,77	1703,54<<	39,04	-6,23	-2,81
29	17 (C)	-1,16	-12,77	1703,54	39,04>>	-6,23	-2,81
29	18 (C)	-1,61	12,69	1704,52	-53,00<<	-8,28	-0,02
29	16 (C)	6,22	-0,12	1704,28	-6,71	48,56>>	-0,76
29	15 (C)	-8,95	0	1704,27	-7,14	-62,94<<	-2,41
29	18 (C)	-1,61	12,69	1704,52	-53	-8,28	-0,02>>
29	17 (C)	-1,16	-12,77	1703,54	39,04	-6,23	-2,81<<
31	16 (C)	5,15>>	-22,52	944,68	28,63	45,85	0,65
31	15 (C)	-8,81<<	-22,4	944,67	28,21	-62,04	-3,37
31	18 (C)	-2,45	9,18>>	938,49	-38,03	-10,88	-1,69
31	17 (C)	-1,3	-42,46<<	951,37	81,28	-5,57	-1,11
31	13 (C)	-1,83	-37,53	1002,73>>	67,04	-8,42	-1,39
31	18 (C)	-2,45	9,18	938,49<<	-38,03	-10,88	-1,69
31	17 (C)	-1,3	-42,46	951,37	81,28>>	-5,57	-1,11
31	18 (C)	-2,45	9,18	938,49	-38,03<<	-10,88	-1,69
31	16 (C)	5,15	-22,52	944,68	28,63	45,85>>	0,65
31	15 (C)	-8,81	-22,4	944,67	28,21	-62,04<<	-3,37
31	16 (C)	5,15	-22,52	944,68	28,63	45,85	0,65>>
31	15 (C)	-8,81	-22,4	944,67	28,21	-62,04	-3,37<<

33	16 (C)	3,61>>	17,89	922,39	-17,52	40,87	0,56
33	15 (C)	-9,37<<	18	922,6	-18,01	-63,61	3,84
33	18 (C)	-2,73	37,80>>	930,12	-70,64	-10,12	2,28
33	17 (C)	-3,07	-13,55<<	915,33	48,76	-12,74	2,13
33	14 (C)	-3,1	32,53	978,93>>	-55,1	-12,55	2,39
33	17 (C)	-3,07	-13,55	915,33<<	48,76	-12,74	2,13
33	17 (C)	-3,07	-13,55	915,33	48,76>>	-12,74	2,13
33	18 (C)	-2,73	37,8	930,12	-70,64<<	-10,12	2,28
33	16 (C)	3,61	17,89	922,39	-17,52	40,87>>	0,56
33	15 (C)	-9,37	18	922,6	-18,01	-63,61<<	3,84
33	15 (C)	-9,37	18	922,6	-18,01	-63,61	3,84>>
33	16 (C)	3,61	17,89	922,39	-17,52	40,87	0,56<<
35	16 (C)	3,90>>	2,35	1716,29	0,48	40,95	-11,52
35	15 (C)	-10,69<<	2,48	1716,24	-0,06	-68,61	-6,66
35	18 (C)	-3,09	15,04>>	1715,35	-45,89	-12,68	-6,98
35	17 (C)	-3,73	-10,25<<	1716,69	46,45	-15,09	-11,19
35	13 (C)	-3,89	-4,89	1816,71>>	27,54	-16,45	-10,44
35	18 (C)	-3,09	15,04	1715,35<<	-45,89	-12,68	-6,98
35	17 (C)	-3,73	-10,25	1716,69	46,45>>	-15,09	-11,19
35	18 (C)	-3,09	15,04	1715,35	-45,89<<	-12,68	-6,98
35	16 (C)	3,9	2,35	1716,29	0,48	40,95>>	-11,52
35	15 (C)	-10,69	2,48	1716,24	-0,06	-68,61<<	-6,66
35	15 (C)	-10,69	2,48	1716,24	-0,06	-68,61	-6,66>>
35	16 (C)	3,9	2,35	1716,29	0,48	40,95	-11,52<<
37	16 (C)	6,42>>	4,66	1808,58	-17,87	48,77	-1,18
37	15 (C)	-8,78<<	4,79	1808,62	-18,41	-62,84	-2,62
37	18 (C)	-1,45	17,43>>	1809	-64,5	-8,2	1,07
37	17 (C)	-0,99	-7,96<<	1807,7	28,16	-6,12	-4,55
37	14 (C)	-1,65	12,14	1916,27>>	-45,24	-9,58	0,08
37	17 (C)	-0,99	-7,96	1807,7<<	28,16	-6,12	-4,55
37	17 (C)	-0,99	-7,96	1807,7	28,16>>	-6,12	-4,55
37	18 (C)	-1,45	17,43	1809	-64,50<<	-8,2	1,07
37	16 (C)	6,42	4,66	1808,58	-17,87	48,77>>	-1,18
37	15 (C)	-8,78	4,79	1808,62	-18,41	-62,84<<	-2,62
37	18 (C)	-1,45	17,43	1809	-64,5	-8,2	1,07>>
37	17 (C)	-0,99	-7,96	1807,7	28,16	-6,12	-4,55<<
39	16 (C)	4,29>>	-20,77	940,41	23,91	43,13	-0,17
39	15 (C)	-9,69<<	-20,66	940,2	23,41	-64,82	-4,21
39	18 (C)	-3,1	10,81>>	933,19	-42,9	-12,97	-2,32
39	17 (C)	-2,41	-40,61<<	947,94	76,69	-9,05	-2,16
39	13 (C)	-2,86	-35,78	998,44>>	62,54	-11,65	-2,36
39	18 (C)	-3,1	10,81	933,19<<	-42,9	-12,97	-2,32
39	17 (C)	-2,41	-40,61	947,94	76,69>>	-9,05	-2,16
39	18 (C)	-3,1	10,81	933,19	-42,90<<	-12,97	-2,32
39	16 (C)	4,29	-20,77	940,41	23,91	43,13>>	-0,17
39	15 (C)	-9,69	-20,66	940,2	23,41	-64,82<<	-4,21
39	16 (C)	4,29	-20,77	940,41	23,91	43,13	-0,17>>
39	15 (C)	-9,69	-20,66	940,2	23,41	-64,82	-4,21<<

41	16 (C)	19,70>>	-11,57	522,7	50,97	69,69	19,89
41	15 (C)	-9,13<<	-11,31	523,55	50,22	-55,57	18,1
41	18 (C)	3,28	1,61>>	524,59	8,31	7,22	23,82
41	17 (C)	1,22	-30,20<<	522,39	99,66	-0,78	13,27
41	14 (C)	3,17	-2,91	547,69>>	24,01	5,6	24,99
41	17 (C)	1,22	-30,2	522,39<<	99,66	-0,78	13,27
41	17 (C)	1,22	-30,2	522,39	99,66>>	-0,78	13,27
41	18 (C)	3,28	1,61	524,59	8,31<<	7,22	23,82
41	16 (C)	19,7	-11,57	522,7	50,97	69,69>>	19,89
41	15 (C)	-9,13	-11,31	523,55	50,22	-55,57<<	18,1
41	14 (C)	3,17	-2,91	547,69	24,01	5,6	24,99>>
41	17 (C)	1,22	-30,2	522,39	99,66	-0,78	13,27<<
43	16 (C)	25,71>>	-3,41	983,72	14,91	69,68	2,57
43	15 (C)	-18,93<<	-3,56	982,87	15	-76,36	3,97
43	18 (C)	-1,89	5,63>>	983,42	-23,31	-8,22	8,16
43	17 (C)	-3,24	-12,41<<	982,53	52,92	-12,87	-2,24
43	12 (C)	14,05	-3,05	1034,22>>	14,39	35,56	2,28
43	17 (C)	-3,24	-12,41	982,53<<	52,92	-12,87	-2,24
43	17 (C)	-3,24	-12,41	982,53	52,92>>	-12,87	-2,24
43	18 (C)	-1,89	5,63	983,42	-23,31<<	-8,22	8,16
43	16 (C)	25,71	-3,41	983,72	14,91	69,68>>	2,57
43	15 (C)	-18,93	-3,56	982,87	15	-76,36<<	3,97
43	18 (C)	-1,89	5,63	983,42	-23,31	-8,22	8,16>>
43	17 (C)	-3,24	-12,41	982,53	52,92	-12,87	-2,24<<
45	16 (C)	25,56>>	8,53	1081,34	-26,94	69,26	0,09
45	15 (C)	-18,98<<	8,77	1081	-27,72	-76,62	-0,88
45	18 (C)	-2,82	18,10>>	1080,74	-66,44	-11,71	4,07
45	17 (C)	-2,35	-0,91<<	1080,93	12,03	-9,56	-4,63
45	12 (C)	14,05	8,48	1139,70>>	-26,6	35,6	0,14
45	18 (C)	-2,82	18,1	1080,74<<	-66,44	-11,71	4,07
45	17 (C)	-2,35	-0,91	1080,93	12,03>>	-9,56	-4,63
45	18 (C)	-2,82	18,1	1080,74	-66,44<<	-11,71	4,07
45	16 (C)	25,56	8,53	1081,34	-26,94	69,26>>	0,09
45	15 (C)	-18,98	8,77	1081	-27,72	-76,62<<	-0,88
45	18 (C)	-2,82	18,1	1080,74	-66,44	-11,71	4,07>>
45	17 (C)	-2,35	-0,91	1080,93	12,03	-9,56	-4,63<<
47	16 (C)	19,94>>	8,27	539,98	-42,47	70,55	-25,56
47	15 (C)	-10,05<<	7,94	540,31	-42,06	-58,69	-23,41
47	18 (C)	0,61	26,98>>	538,97	-91,6	-2,85	-18,74
47	17 (C)	3,13	-5,13<<	541,89	0,62	6,79	-29,36
47	13 (C)	3,05	-0,93	566,17>>	-13,88	5,37	-31,18
47	18 (C)	0,61	26,98	538,97<<	-91,6	-2,85	-18,74
47	17 (C)	3,13	-5,13	541,89	0,62>>	6,79	-29,36
47	18 (C)	0,61	26,98	538,97	-91,60<<	-2,85	-18,74
47	16 (C)	19,94	8,27	539,98	-42,47	70,55>>	-25,56
47	15 (C)	-10,05	7,94	540,31	-42,06	-58,69<<	-23,41
47	18 (C)	0,61	26,98	538,97	-91,6	-2,85	-18,74>>
47	13 (C)	3,05	-0,93	566,17	-13,88	5,37	-31,18<<

49	16 (C)	2,47>>	0,85	270,33	-10,78	25,01	-1,17
49	15 (C)	-5,18<<	0,5	269,27	-9,99	-23,56	-1,13
49	18 (C)	1,71	8,72>>	293	-27,72	3,65	-2,11
49	17 (C)	-4,32	-7,27<<	246,87	6,72	-1,97	-0,2
49	14 (C)	0,42	5,47	301,06>>	-20,79	1,93	-1,76
49	17 (C)	-4,32	-7,27	246,87<<	6,72	-1,97	-0,2
49	17 (C)	-4,32	-7,27	246,87	6,72>>	-1,97	-0,2
49	18 (C)	1,71	8,72	293	-27,72<<	3,65	-2,11
49	16 (C)	2,47	0,85	270,33	-10,78	25,01>>	-1,17
49	15 (C)	-5,18	0,5	269,27	-9,99	-23,56<<	-1,13
49	17 (C)	-4,32	-7,27	246,87	6,72	-1,97	-0,20>>
49	18 (C)	1,71	8,72	293	-27,72	3,65	-2,11<<
51	17 (C)	4,10>>	-10,55	239,51	7,91	1,16	-1,38
51	18 (C)	-4,52<<	10,65	306,99	-22,73	-4,93	4,93
51	18 (C)	-4,52	10,65>>	306,99	-22,73	-4,93	4,93
51	17 (C)	4,1	-10,55<<	239,51	7,91	1,16	-1,38
51	18 (C)	-4,52	10,65	306,99>>	-22,73	-4,93	4,93
51	17 (C)	4,1	-10,55	239,51<<	7,91	1,16	-1,38
51	17 (C)	4,1	-10,55	239,51	7,91>>	1,16	-1,38
51	18 (C)	-4,52	10,65	306,99	-22,73<<	-4,93	4,93
51	16 (C)	3,51	0,11	273,4	-7,49	22,23>>	1,8
51	15 (C)	-4,03	0,01	273,26	-7,38	-26,23<<	1,74
51	18 (C)	-4,52	10,65	306,99	-22,73	-4,93	4,93>>
51	17 (C)	4,1	-10,55	239,51	7,91	1,16	-1,38<<
53	18 (C)	9,98>>	21,96	205,5	-24,66	5,82	4,49
53	17 (C)	1,45<<	0,84	272,97	5,95	0,08	-1,83
53	18 (C)	9,98	21,96>>	205,5	-24,66	5,82	4,49
53	17 (C)	1,45	0,84<<	272,97	5,95	0,08	-1,83
53	17 (C)	1,45	0,84	272,97>>	5,95	0,08	-1,83
53	18 (C)	9,98	21,96	205,50<<	-24,66	5,82	4,49
53	17 (C)	1,45	0,84	272,97	5,95>>	0,08	-1,83
53	18 (C)	9,98	21,96	205,5	-24,66<<	5,82	4,49
53	16 (C)	9,38	11,44	239,08	-9,42	26,93>>	1,36
53	15 (C)	2,14	11,41	239,22	-9,34	-20,96<<	1,28
53	18 (C)	9,98	21,96	205,5	-24,66	5,82	4,49>>
53	17 (C)	1,45	0,84	272,97	5,95	0,08	-1,83<<
55	16 (C)	-0,47>>	11,02	253,11	-14,05	22,62	-0,62
55	15 (C)	-7,70<<	10,66	254,17	-13,21	-25,19	-0,62
55	18 (C)	-7,13	18,89>>	230,45	-30,99	-4,3	-1,56
55	17 (C)	-1,09	2,89<<	276,58	3,49	1,65	0,32
55	13 (C)	-2,43	6,15	286,67>>	-3,48	-0,3	-0,01
55	18 (C)	-7,13	18,89	230,45<<	-30,99	-4,3	-1,56
55	17 (C)	-1,09	2,89	276,58	3,49>>	1,65	0,32
55	18 (C)	-7,13	18,89	230,45	-30,99<<	-4,3	-1,56
55	16 (C)	-0,47	11,02	253,11	-14,05	22,62>>	-0,62
55	15 (C)	-7,7	10,66	254,17	-13,21	-25,19<<	-0,62
55	17 (C)	-1,09	2,89	276,58	3,49	1,65	0,32>>
55	18 (C)	-7,13	18,89	230,45	-30,99	-4,3	-1,56<<

57	16 (C)	-0,59>>	-11,33	252,24	14,71	22,37	0,66
57	15 (C)	-7,73<<	-11,35	252,3	14,62	-24,69	0,75
57	18 (C)	-1,2	-3,39>>	275,19	-2,44	1,61	-0,25
57	17 (C)	-7,16	-19,36<<	229,17	31,95	-3,95	1,64
57	14 (C)	-2,57	-6,71	285,10>>	4,66	-0,32	0,09
57	17 (C)	-7,16	-19,36	229,17<<	31,95	-3,95	1,64
57	17 (C)	-7,16	-19,36	229,17	31,95>>	-3,95	1,64
57	18 (C)	-1,2	-3,39	275,19	-2,44<<	1,61	-0,25
57	16 (C)	-0,59	-11,33	252,24	14,71	22,37>>	0,66
57	15 (C)	-7,73	-11,35	252,3	14,62	-24,69<<	0,75
57	17 (C)	-7,16	-19,36	229,17	31,95	-3,95	1,64>>
57	18 (C)	-1,2	-3,39	275,19	-2,44	1,61	-0,25<<
59	17 (C)	10,36>>	-22,49	203,73	25,43	6,48	-4,62
59	18 (C)	1,70<<	-1,29	271,48	-5,29	0,33	1,71
59	18 (C)	1,7	-1,29>>	271,48	-5,29	0,33	1,71
59	17 (C)	10,36	-22,49<<	203,73	25,43	6,48	-4,62
59	18 (C)	1,7	-1,29	271,48>>	-5,29	0,33	1,71
59	17 (C)	10,36	-22,49	203,73<<	25,43	6,48	-4,62
59	17 (C)	10,36	-22,49	203,73	25,43>>	6,48	-4,62
59	18 (C)	1,7	-1,29	271,48	-5,29<<	0,33	1,71
59	16 (C)	9,48	-11,73	238,12	9,86	26,86>>	-1,45
59	15 (C)	2,67	-12,12	236,89	10,37	-20,03<<	-1,45
59	18 (C)	1,7	-1,29	271,48	-5,29	0,33	1,71>>
59	17 (C)	10,36	-22,49	203,73	25,43	6,48	-4,62<<
61	18 (C)	3,87>>	10,1	241	-7,24	1,03	1,25
61	17 (C)	-4,80<<	-11,17	308,75	23,5	-4,92	-5,06
61	18 (C)	3,87	10,10>>	241	-7,24	1,03	1,25
61	17 (C)	-4,8	-11,17<<	308,75	23,5	-4,92	-5,06
61	17 (C)	-4,8	-11,17	308,75>>	23,5	-4,92	-5,06
61	18 (C)	3,87	10,1	241,00<<	-7,24	1,03	1,25
61	17 (C)	-4,8	-11,17	308,75	23,50>>	-4,92	-5,06
61	18 (C)	3,87	10,1	241	-7,24<<	1,03	1,25
61	16 (C)	3,36	-0,42	274,36	7,94	22,01>>	-1,89
61	15 (C)	-4,39	-0,7	275,59	8,4	-26,15<<	-1,91
61	18 (C)	3,87	10,1	241	-7,24	1,03	1,25>>
61	17 (C)	-4,8	-11,17	308,75	23,5	-4,92	-5,06<<
63	16 (C)	2,55>>	-1,16	271,21	11,44	24,97	1,22
63	15 (C)	-5,00<<	-1,19	271,14	11,4	-23,06	1,25
63	18 (C)	-4,19	6,77>>	248,26	-5,67	-1,8	0,28
63	17 (C)	1,83	-9,19<<	294,28	28,68	3,98	2,19
63	13 (C)	0,57	-6,01	302,57>>	21,92	2,23	1,85
63	18 (C)	-4,19	6,77	248,26<<	-5,67	-1,8	0,28
63	17 (C)	1,83	-9,19	294,28	28,68>>	3,98	2,19
63	18 (C)	-4,19	6,77	248,26	-5,67<<	-1,8	0,28
63	16 (C)	2,55	-1,16	271,21	11,44	24,97>>	1,22
63	15 (C)	-5	-1,19	271,14	11,4	-23,06<<	1,25
63	17 (C)	1,83	-9,19	294,28	28,68	3,98	2,19>>
63	18 (C)	-4,19	6,77	248,26	-5,67	-1,8	0,28<<

65	18 (C)	3,52>>	9,23	304,64	-20,66	3,16	-4,78
65	17 (C)	-7,98<<	-16,74	220,98	17,15	-6,56	2,84
65	18 (C)	3,52	9,23>>	304,64	-20,66	3,16	-4,78
65	17 (C)	-7,98	-16,74<<	220,98	17,15	-6,56	2,84
65	18 (C)	3,52	9,23	304,64>>	-20,66	3,16	-4,78
65	17 (C)	-7,98	-16,74	220,98<<	17,15	-6,56	2,84
65	17 (C)	-7,98	-16,74	220,98	17,15>>	-6,56	2,84
65	18 (C)	3,52	9,23	304,64	-20,66<<	3,16	-4,78
65	16 (C)	1,14	-3,99	262,09	-1,46	21,73>>	-0,98
65	15 (C)	-5,66	-3,55	263,46	-2,03	-25,14<<	-0,99
65	17 (C)	-7,98	-16,74	220,98	17,15	-6,56	2,84>>
65	18 (C)	3,52	9,23	304,64	-20,66	3,16	-4,78<<
67	16 (C)	6,33>>	-11,56	252,67	14,42	22,68	-0,75
67	15 (C)	-0,81<<	-11,6	252,43	14,65	-24,36	-0,68
67	18 (C)	-0,69	-0,83>>	283,18	-8,44	-3,38	0,68
67	17 (C)	6,26	-22,45<<	221,59	37,82	1,74	-2,11
67	14 (C)	0,66	-5,41	289,64>>	1,29	-3,04	0,13
67	17 (C)	6,26	-22,45	221,59<<	37,82	1,74	-2,11
67	17 (C)	6,26	-22,45	221,59	37,82>>	1,74	-2,11
67	18 (C)	-0,69	-0,83	283,18	-8,44<<	-3,38	0,68
67	16 (C)	6,33	-11,56	252,67	14,42	22,68>>	-0,75
67	15 (C)	-0,81	-11,6	252,43	14,65	-24,36<<	-0,68
67	18 (C)	-0,69	-0,83	283,18	-8,44	-3,38	0,68>>
67	17 (C)	6,26	-22,45	221,59	37,82	1,74	-2,11<<
69	16 (C)	5,66>>	-1,4	270,78	11,22	20,25	-1,26
69	17 (C)	-1,90<<	-12,28	301,86	34,53	-7,99	-2,67
69	18 (C)	5,59	9,33>>	240,26	-11,66	0,22	0,17
69	17 (C)	-1,9	-12,28<<	301,86	34,53	-7,99	-2,67
69	13 (C)	-0,6	-8,1	307,37>>	25,66	-7,27	-2,16
69	18 (C)	5,59	9,33	240,26<<	-11,66	0,22	0,17
69	17 (C)	-1,9	-12,28	301,86	34,53>>	-7,99	-2,67
69	18 (C)	5,59	9,33	240,26	-11,66<<	0,22	0,17
69	16 (C)	5,66	-1,4	270,78	11,22	20,25>>	-1,26
69	15 (C)	-1,88	-1,44	271,01	11,38	-27,77<<	-1,23
69	18 (C)	5,59	9,33	240,26	-11,66	0,22	0,17>>
69	17 (C)	-1,9	-12,28	301,86	34,53	-7,99	-2,67<<
71	17 (C)	1,46>>	-5,43	291,5	15,23	-1,22	3,27
71	18 (C)	-9,63<<	20,65	207,84	-22,63	-7,89	-4,32
71	18 (C)	-9,63	20,65>>	207,84	-22,63	-7,89	-4,32
71	17 (C)	1,46	-5,43<<	291,5	15,23	-1,22	3,27
71	17 (C)	1,46	-5,43	291,50>>	15,23	-1,22	3,27
71	18 (C)	-9,63	20,65	207,84<<	-22,63	-7,89	-4,32
71	17 (C)	1,46	-5,43	291,5	15,23>>	-1,22	3,27
71	18 (C)	-9,63	20,65	207,84	-22,63<<	-7,89	-4,32
71	16 (C)	-0,17	7,44	250,39	-3,43	19,63>>	-0,51
71	15 (C)	-7,92	7,77	249,02	-3,96	-28,52<<	-0,55
71	17 (C)	1,46	-5,43	291,5	15,23	-1,22	3,27>>
71	18 (C)	-9,63	20,65	207,84	-22,63	-7,89	-4,32<<

5. RESULTATS DE LA BAIXADA DE CÀRREGUES EN ELU:

>> Envolvent en ELU de les sol.licitacions
<< a la base dels pilars

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	14 (C)	14,94>>	-16,12	715,33	70,65	81,38	-25,95
1	13 (C)	-28,21<<	-16,71	714	72,36	-106,19	-28,67
1	16 (C)	-1,55	-0,49>>	716,19	23,23	-3,92	-32,35
1	15 (C)	-2,58	-40,85<<	714,25	129,66	-9,33	-21,01
1	12 (C)	-3,22	-5,7	751,21>>	40,14	-11,02	-35,08
1	13 (C)	-28,21	-16,71	714,00<<	72,36	-106,19	-28,67
1	15 (C)	-2,58	-40,85	714,25	129,66>>	-9,33	-21,01
1	16 (C)	-1,55	-0,49	716,19	23,23<<	-3,92	-32,35
1	14 (C)	14,94	-16,12	715,33	70,65	81,38>>	-25,95
1	13 (C)	-28,21	-16,71	714	72,36	-106,19<<	-28,67
1	15 (C)	-2,58	-40,85	714,25	129,66	-9,33	-21,01>>
1	12 (C)	-3,22	-5,7	751,21	40,14	-11,02	-35,08<<
3	14 (C)	11,90>>	23,26	1298,01	-20,8	79,54	-9,32
3	13 (C)	-7,50<<	23,2	1297,65	-20,4	-76,95	-4,46
3	16 (C)	3,54	50,33>>	1307,45	-89,63	6,56	-7,77
3	15 (C)	0,94	-21,30<<	1288,94	68,75	-3,74	-6,07
3	12 (C)	2,73	43,32	1393,73>>	-70,23	1,57	-9,19
3	15 (C)	0,94	-21,3	1288,94<<	68,75	-3,74	-6,07
3	15 (C)	0,94	-21,3	1288,94	68,75>>	-3,74	-6,07
3	16 (C)	3,54	50,33	1307,45	-89,63<<	6,56	-7,77
3	14 (C)	11,9	23,26	1298,01	-20,8	79,54>>	-9,32
3	13 (C)	-7,5	23,2	1297,65	-20,4	-76,95<<	-4,46
3	13 (C)	-7,5	23,2	1297,65	-20,4	-76,95	-4,46>>
3	10 (C)	7,75	27,08	1388,07	-28,93	45,36	-10,12<<
5	14 (C)	26,87>>	-6	1350,93	24,09	104,05	-5,88
5	13 (C)	-40,05<<	-6,03	1352,6	24,67	-114,87	-4,05
5	16 (C)	2,41	3,61>>	1351,42	-16,93	5,94	-10,69
5	15 (C)	2,37	-15,29<<	1351,05	64,99	5,13	1,64
5	9 (C)	-23,43	-5,32	1428,36>>	23,12	-69,17	-3,79
5	14 (C)	26,87	-6	1350,93<<	24,09	104,05	-5,88
5	15 (C)	2,37	-15,29	1351,05	64,99>>	5,13	1,64
5	16 (C)	2,41	3,61	1351,42	-16,93<<	5,94	-10,69
5	14 (C)	26,87	-6	1350,93	24,09	104,05>>	-5,88
5	13 (C)	-40,05	-6,03	1352,6	24,67	-114,87<<	-4,05
5	15 (C)	2,37	-15,29	1351,05	64,99	5,13	1,64>>
5	16 (C)	2,41	3,61	1351,42	-16,93	5,94	-10,69<<
7	14 (C)	11,83>>	1,3	2388,49	6,43	80,74	4,56
7	13 (C)	-10,04<<	1,21	2388,57	6,88	-83,59	11,51
7	16 (C)	1,23	17,12>>	2387,5	-51,32	-0,03	4,13
7	15 (C)	0,7	-14,63<<	2388,82	64,71	-2,37	11,76
7	11 (C)	0,88	-7,92	2551,04>>	40,86	-3,65	9,83
7	16 (C)	1,23	17,12	2387,50<<	-51,32	-0,03	4,13
7	15 (C)	0,7	-14,63	2388,82	64,71>>	-2,37	11,76
7	16 (C)	1,23	17,12	2387,5	-51,32<<	-0,03	4,13
7	14 (C)	11,83	1,3	2388,49	6,43	80,74>>	4,56
7	13 (C)	-10,04	1,21	2388,57	6,88	-83,59<<	11,51
7	15 (C)	0,7	-14,63	2388,82	64,71	-2,37	11,76>>
7	16 (C)	1,23	17,12	2387,5	-51,32	-0,03	4,13<<

9	14 (C)	26,89>>	4,96	1351,27	-21,17	104,2	5,17
9	13 (C)	-40,53<<	5,03	1352,12	-20,71	-116,5	5,16
9	16 (C)	2,27	14,41>>	1351,02	-61,87	4,63	-0,85
9	15 (C)	2,02	-4,72<<	1351,24	20,54	4,85	10,41
9	9 (C)	-23,8	4,15	1428,02>>	-18,87	-70,37	4,56
9	16 (C)	2,27	14,41	1351,02<<	-61,87	4,63	-0,85
9	15 (C)	2,02	-4,72	1351,24	20,54>>	4,85	10,41
9	16 (C)	2,27	14,41	1351,02	-61,87<<	4,63	-0,85
9	14 (C)	26,89	4,96	1351,27	-21,17	104,20>>	5,17
9	13 (C)	-40,53	5,03	1352,12	-20,71	-116,50<<	5,16
9	15 (C)	2,02	-4,72	1351,24	20,54	4,85	10,41>>
9	16 (C)	2,27	14,41	1351,02	-61,87	4,63	-0,85<<
11	14 (C)	11,99>>	-2,01	2388,6	-4,24	81,35	-6
11	13 (C)	-10,73<<	-2,09	2388,51	-3,82	-85,82	-9,19
11	16 (C)	0,42	13,85>>	2388,85	-62,14	-3,39	-9,82
11	15 (C)	0,91	-17,89<<	2387,53	53,87	-0,86	-4,83
11	12 (C)	0,58	6,87	2551,06>>	-37,38	-4,61	-8,35
11	15 (C)	0,91	-17,89	2387,53<<	53,87	-0,86	-4,83
11	15 (C)	0,91	-17,89	2387,53	53,87>>	-0,86	-4,83
11	16 (C)	0,42	13,85	2388,85	-62,14<<	-3,39	-9,82
11	14 (C)	11,99	-2,01	2388,6	-4,24	81,35>>	-6
11	13 (C)	-10,73	-2,09	2388,51	-3,82	-85,82<<	-9,19
11	15 (C)	0,91	-17,89	2387,53	53,87	-0,86	-4,83>>
11	16 (C)	0,42	13,85	2388,85	-62,14	-3,39	-9,82<<
13	14 (C)	15,25>>	15,26	715,26	-68,1	82,53	25,72
13	13 (C)	-29,71<<	15,54	714,06	-68,05	-111,28	28,71
13	16 (C)	-3,5	39,83>>	714,16	-126,25	-12,46	20,78
13	15 (C)	-1,97	-0,51<<	716,26	-19,87	-5,17	32,3
13	11 (C)	-3,7	4,53	751,21>>	-36,23	-12,34	34,93
13	13 (C)	-29,71	15,54	714,06<<	-68,05	-111,28	28,71
13	15 (C)	-1,97	-0,51	716,26	-19,87>>	-5,17	32,3
13	16 (C)	-3,5	39,83	714,16	-126,25<<	-12,46	20,78
13	14 (C)	15,25	15,26	715,26	-68,1	82,53>>	25,72
13	13 (C)	-29,71	15,54	714,06	-68,05	-111,28<<	28,71
13	11 (C)	-3,7	4,53	751,21	-36,23	-12,34	34,93>>
13	16 (C)	-3,5	39,83	714,16	-126,25	-12,46	20,78<<
15	14 (C)	11,68>>	-24,49	1266,83	24,07	80,49	4,9
15	13 (C)	-9,27<<	-24,52	1267,2	24,35	-81,41	-1,15
15	16 (C)	-0,36	20,05>>	1258,13	-65,2	-6,58	0,8
15	15 (C)	2,7	-51,58<<	1276,64	93,17	5,5	2,89
15	11 (C)	1,67	-45,06	1350,89>>	75,16	0,48	2,26
15	16 (C)	-0,36	20,05	1258,13<<	-65,2	-6,58	0,8
15	15 (C)	2,7	-51,58	1276,64	93,17>>	5,5	2,89
15	16 (C)	-0,36	20,05	1258,13	-65,20<<	-6,58	0,8
15	14 (C)	11,68	-24,49	1266,83	24,07	80,49>>	4,9
15	13 (C)	-9,27	-24,52	1267,2	24,35	-81,41<<	-1,15
15	14 (C)	11,68	-24,49	1266,83	24,07	80,49	4,90>>
15	13 (C)	-9,27	-24,52	1267,2	24,35	-81,41	-1,15<<

17	14 (C)	6,85>>	30,66	1327,22	-39,02	67,99	-2,59
17	13 (C)	-12,52<<	30,73	1327,05	-39,17	-88,4	2,25
17	16 (C)	-1,82	59,77>>	1336,56	-114,83	-5,93	-0,76
17	15 (C)	-3,81	-15,81<<	1318,4	56,96	-14,38	0,38
17	12 (C)	-3,79	52,2	1425,72>>	-93,2	-12,78	-0,11
17	15 (C)	-3,81	-15,81	1318,40<<	56,96	-14,38	0,38
17	15 (C)	-3,81	-15,81	1318,4	56,96>>	-14,38	0,38
17	16 (C)	-1,82	59,77	1336,56	-114,83<<	-5,93	-0,76
17	14 (C)	6,85	30,66	1327,22	-39,02	67,99>>	-2,59
17	13 (C)	-12,52	30,73	1327,05	-39,17	-88,40<<	2,25
17	13 (C)	-12,52	30,73	1327,05	-39,17	-88,4	2,25>>
17	14 (C)	6,85	30,66	1327,22	-39,02	67,99	-2,59<<
19	14 (C)	6,14>>	-0,22	2370,21	9,94	66,74	-2,43
19	13 (C)	-15,73<<	-0,15	2370,24	9,79	-97,55	4,43
19	16 (C)	-4,4	17,84>>	2369,23	-55,27	-13,86	-0,69
19	15 (C)	-5,11	-18,23<<	2370,51	75,11	-16,73	2,55
19	11 (C)	-6,54	-11,05	2533,88>>	49,32	-21,28	1,86
19	16 (C)	-4,4	17,84	2369,23<<	-55,27	-13,86	-0,69
19	15 (C)	-5,11	-18,23	2370,51	75,11>>	-16,73	2,55
19	16 (C)	-4,4	17,84	2369,23	-55,27<<	-13,86	-0,69
19	14 (C)	6,14	-0,22	2370,21	9,94	66,74>>	-2,43
19	13 (C)	-15,73	-0,15	2370,24	9,79	-97,55<<	4,43
19	13 (C)	-15,73	-0,15	2370,24	9,79	-97,55	4,43>>
19	14 (C)	6,14	-0,22	2370,21	9,94	66,74	-2,43<<
21	14 (C)	6,34>>	-0,18	2370,13	-8,69	67,37	0,52
21	13 (C)	-16,39<<	-0,09	2370,07	-8,9	-99,83	-2,27
21	16 (C)	-5,36	17,93>>	2370,38	-74,1	-17,78	-0,8
21	15 (C)	-4,7	-18,14<<	2369,1	56,29	-14,7	-0,39
21	12 (C)	-6,77	10,41	2533,70>>	-47,09	-22,17	-0,67
21	15 (C)	-4,7	-18,14	2369,10<<	56,29	-14,7	-0,39
21	15 (C)	-4,7	-18,14	2369,1	56,29>>	-14,7	-0,39
21	16 (C)	-5,36	17,93	2370,38	-74,10<<	-17,78	-0,8
21	14 (C)	6,34	-0,18	2370,13	-8,69	67,37>>	0,52
21	13 (C)	-16,39	-0,09	2370,07	-8,9	-99,83<<	-2,27
21	14 (C)	6,34	-0,18	2370,13	-8,69	67,37	0,52>>
21	13 (C)	-16,39	-0,09	2370,07	-8,9	-99,83	-2,27<<
23	14 (C)	9,61>>	-31,55	1296,53	41,31	74,08	3,19
23	13 (C)	-11,32<<	-31,44	1296,73	41,04	-87,73	-2,84
23	16 (C)	-2,14	15,03>>	1287,93	-54,95	-12,12	-0,64
23	15 (C)	0,33	-60,55<<	1306,08	116,87	-1,83	0,9
23	11 (C)	-0,65	-53,53	1383,34>>	96,88	-6,63	0,35
23	16 (C)	-2,14	15,03	1287,93<<	-54,95	-12,12	-0,64
23	15 (C)	0,33	-60,55	1306,08	116,87>>	-1,83	0,9
23	16 (C)	-2,14	15,03	1287,93	-54,95<<	-12,12	-0,64
23	14 (C)	9,61	-31,55	1296,53	41,31	74,08>>	3,19
23	13 (C)	-11,32	-31,44	1296,73	41,04	-87,73<<	-2,84
23	14 (C)	9,61	-31,55	1296,53	41,31	74,08	3,19>>
23	13 (C)	-11,32	-31,44	1296,73	41,04	-87,73	-2,84<<

25	14 (C)	7,71>>	31,56	1295,93	-41,25	68,63	-1
25	13 (C)	-11,68<<	31,74	1295,96	-41,87	-87,85	3,86
25	16 (C)	-1,38	61,64>>	1305,95	-120,81	-6,6	1,21
25	15 (C)	-2,59	-15,78<<	1286,61	58,05	-12,65	1,64
25	12 (C)	-2,08	53,93	1382,70>>	-98,18	-10,65	1,49
25	15 (C)	-2,59	-15,78	1286,61<<	58,05	-12,65	1,64
25	15 (C)	-2,59	-15,78	1286,61	58,05>>	-12,65	1,64
25	16 (C)	-1,38	61,64	1305,95	-120,81<<	-6,6	1,21
25	14 (C)	7,71	31,56	1295,93	-41,25	68,63>>	-1
25	13 (C)	-11,68	31,74	1295,96	-41,87	-87,85<<	3,86
25	13 (C)	-11,68	31,74	1295,96	-41,87	-87,85	3,86>>
25	14 (C)	7,71	31,56	1295,93	-41,25	68,63	-1,00<<
27	14 (C)	9,53>>	0,68	2339,67	7,67	73,53	-2,08
27	13 (C)	-12,33<<	0,87	2339,68	7,03	-90,75	4,9
27	16 (C)	-1,03	19,84>>	2338,57	-61,58	-7,14	2
27	15 (C)	-1,74	-18,33<<	2340,07	76,44	-10,03	0,79
27	11 (C)	-2,05	-10,55	2491,42>>	48,77	-12,24	0,83
27	16 (C)	-1,03	19,84	2338,57<<	-61,58	-7,14	2
27	15 (C)	-1,74	-18,33	2340,07	76,44>>	-10,03	0,79
27	16 (C)	-1,03	19,84	2338,57	-61,58<<	-7,14	2
27	14 (C)	9,53	0,68	2339,67	7,67	73,53>>	-2,08
27	13 (C)	-12,33	0,87	2339,68	7,03	-90,75<<	4,9
27	13 (C)	-12,33	0,87	2339,68	7,03	-90,75	4,90>>
27	14 (C)	9,53	0,68	2339,67	7,67	73,53	-2,08<<
29	14 (C)	9,43>>	-0,36	2339,62	-8,55	73,29	-0,88
29	13 (C)	-13,32<<	-0,17	2339,62	-9,2	-93,96	-3,36
29	16 (C)	-2,31	18,86>>	2340	-77,99	-11,97	0,23
29	15 (C)	-1,64	-19,33<<	2338,52	60,07	-8,89	-3,96
29	12 (C)	-2,63	10,69	2491,30>>	-48,92	-14,1	-0,41
29	15 (C)	-1,64	-19,33	2338,52<<	60,07	-8,89	-3,96
29	15 (C)	-1,64	-19,33	2338,52	60,07>>	-8,89	-3,96
29	16 (C)	-2,31	18,86	2340	-77,99<<	-11,97	0,23
29	14 (C)	9,43	-0,36	2339,62	-8,55	73,29>>	-0,88
29	13 (C)	-13,32	-0,17	2339,62	-9,2	-93,96<<	-3,36
29	16 (C)	-2,31	18,86	2340	-77,99	-11,97	0,23>>
29	15 (C)	-1,64	-19,33	2338,52	60,07	-8,89	-3,96<<
31	14 (C)	7,90>>	-31,4	1296,57	40,92	69,38	1,13
31	13 (C)	-13,04<<	-31,22	1296,54	40,28	-92,46	-4,91
31	16 (C)	-3,5	16,15>>	1287,28	-59,08	-15,72	-2,38
31	15 (C)	-1,78	-61,31<<	1306,6	119,88	-7,75	-1,52
31	11 (C)	-2,58	-53,92	1383,64>>	98,53	-12,03	-1,93
31	16 (C)	-3,5	16,15	1287,28<<	-59,08	-15,72	-2,38
31	15 (C)	-1,78	-61,31	1306,6	119,88>>	-7,75	-1,52
31	16 (C)	-3,5	16,15	1287,28	-59,08<<	-15,72	-2,38
31	14 (C)	7,9	-31,4	1296,57	40,92	69,38>>	1,13
31	13 (C)	-13,04	-31,22	1296,54	40,28	-92,46<<	-4,91
31	14 (C)	7,9	-31,4	1296,57	40,92	69,38	1,13>>
31	13 (C)	-13,04	-31,22	1296,54	40,28	-92,46	-4,91<<

33	14 (C)	5,73>>	25	1265,64	-25,42	62,34	0,55
33	13 (C)	-13,74<<	25,17	1265,95	-26,15	-94,37	5,47
33	16 (C)	-3,76	54,86>>	1277,23	-105,1	-14,13	3,13
33	15 (C)	-4,28	-22,17<<	1255,04	74	-18,07	2,91
33	12 (C)	-4,33	46,96	1350,45>>	-81,8	-17,78	3,3
33	15 (C)	-4,28	-22,17	1255,04<<	74	-18,07	2,91
33	15 (C)	-4,28	-22,17	1255,04	74,00>>	-18,07	2,91
33	16 (C)	-3,76	54,86	1277,23	-105,10<<	-14,13	3,13
33	14 (C)	5,73	25	1265,64	-25,42	62,34>>	0,55
33	13 (C)	-13,74	25,17	1265,95	-26,15	-94,37<<	5,47
33	13 (C)	-13,74	25,17	1265,95	-26,15	-94,37	5,47>>
33	14 (C)	5,73	25	1265,64	-25,42	62,34	0,55<<
35	14 (C)	6,25>>	3,3	2356,37	0,44	62,86	-15,95
35	13 (C)	-15,62<<	3,5	2356,3	-0,37	-101,48	-8,67
35	16 (C)	-4,23	22,35>>	2354,97	-69,11	-17,58	-9,15
35	15 (C)	-5,18	-15,59<<	2356,98	69,4	-21,21	-15,46
35	11 (C)	-5,44	-7,55	2507,01>>	41,03	-23,24	-14,34
35	16 (C)	-4,23	22,35	2354,97<<	-69,11	-17,58	-9,15
35	15 (C)	-5,18	-15,59	2356,98	69,40>>	-21,21	-15,46
35	16 (C)	-4,23	22,35	2354,97	-69,11<<	-17,58	-9,15
35	14 (C)	6,25	3,3	2356,37	0,44	62,86>>	-15,95
35	13 (C)	-15,62	3,5	2356,3	-0,37	-101,48<<	-8,67
35	13 (C)	-15,62	3,5	2356,3	-0,37	-101,48	-8,67>>
35	14 (C)	6,25	3,3	2356,37	0,44	62,86	-15,95<<
37	14 (C)	9,71>>	6,17	2483,49	-23,76	73,59	-1,46
37	13 (C)	-13,09<<	6,37	2483,55	-24,57	-93,82	-3,61
37	16 (C)	-2,09	25,33>>	2484,12	-93,69	-11,86	1,92
37	15 (C)	-1,41	-12,77<<	2482,17	45,29	-8,73	-6,51
37	12 (C)	-2,4	17,38	2645,03>>	-64,81	-13,94	0,43
37	15 (C)	-1,41	-12,77	2482,17<<	45,29	-8,73	-6,51
37	15 (C)	-1,41	-12,77	2482,17	45,29>>	-8,73	-6,51
37	16 (C)	-2,09	25,33	2484,12	-93,69<<	-11,86	1,92
37	14 (C)	9,71	6,17	2483,49	-23,76	73,59>>	-1,46
37	13 (C)	-13,09	6,37	2483,55	-24,57	-93,82<<	-3,61
37	16 (C)	-2,09	25,33	2484,12	-93,69	-11,86	1,92>>
37	15 (C)	-1,41	-12,77	2482,17	45,29	-8,73	-6,51<<
39	14 (C)	6,74>>	-29,06	1290,57	34,61	65,71	0,01
39	13 (C)	-14,23<<	-28,89	1290,26	33,86	-96,22	-6,04
39	16 (C)	-4,35	18,31>>	1279,74	-65,6	-18,44	-3,2
39	15 (C)	-3,31	-58,81<<	1301,88	113,78	-12,57	-2,97
39	11 (C)	-3,98	-51,57	1377,62>>	92,56	-16,46	-3,26
39	16 (C)	-4,35	18,31	1279,74<<	-65,6	-18,44	-3,2
39	15 (C)	-3,31	-58,81	1301,88	113,78>>	-12,57	-2,97
39	16 (C)	-4,35	18,31	1279,74	-65,60<<	-18,44	-3,2
39	14 (C)	6,74	-29,06	1290,57	34,61	65,71>>	0,01
39	13 (C)	-14,23	-28,89	1290,26	33,86	-96,22<<	-6,04
39	14 (C)	6,74	-29,06	1290,57	34,61	65,71	0,01>>
39	13 (C)	-14,23	-28,89	1290,26	33,86	-96,22	-6,04<<

41	14 (C)	29,35>>	-15,46	714,8	68,58	104,14	28,35
41	13 (C)	-13,90<<	-15,07	716,07	67,45	-83,76	25,67
41	16 (C)	4,72	4,30>>	717,64	4,59	10,43	34,25
41	15 (C)	1,63	-43,41<<	714,33	141,61	-1,57	18,43
41	12 (C)	4,55	-2,47	752,29>>	28,13	8	36,01
41	15 (C)	1,63	-43,41	714,33<<	141,61	-1,57	18,43
41	15 (C)	1,63	-43,41	714,33	141,61>>	-1,57	18,43
41	16 (C)	4,72	4,3	717,64	4,59<<	10,43	34,25
41	14 (C)	29,35	-15,46	714,8	68,58	104,14>>	28,35
41	13 (C)	-13,9	-15,07	716,07	67,45	-83,76<<	25,67
41	12 (C)	4,55	-2,47	752,29	28,13	8	36,01>>
41	15 (C)	1,63	-43,41	714,33	141,61	-1,57	18,43<<
43	14 (C)	38,83>>	-4,48	1348,53	19,96	105,38	3,24
43	13 (C)	-28,14<<	-4,7	1347,26	20,1	-113,68	5,34
43	16 (C)	-2,58	9,09>>	1348,08	-37,36	-11,47	11,62
43	15 (C)	-4,59	-17,97<<	1346,75	76,99	-18,45	-3,98
43	10 (C)	21,34	-3,94	1424,29>>	19,19	54,2	2,8
43	15 (C)	-4,59	-17,97	1346,75<<	76,99	-18,45	-3,98
43	15 (C)	-4,59	-17,97	1346,75	76,99>>	-18,45	-3,98
43	16 (C)	-2,58	9,09	1348,08	-37,36<<	-11,47	11,62
43	14 (C)	38,83	-4,48	1348,53	19,96	105,38>>	3,24
43	13 (C)	-28,14	-4,7	1347,26	20,1	-113,68<<	5,34
43	16 (C)	-2,58	9,09	1348,08	-37,36	-11,47	11,62>>
43	15 (C)	-4,59	-17,97	1346,75	76,99	-18,45	-3,98<<
45	14 (C)	38,64>>	11,47	1483	-36,17	104,88	0,26
45	13 (C)	-28,17<<	11,84	1482,5	-37,35	-113,93	-1,19
45	16 (C)	-3,93	25,83>>	1482,11	-95,43	-16,57	6,23
45	15 (C)	-3,22	-2,68<<	1482,38	22,29	-13,34	-6,82
45	10 (C)	21,37	11,4	1570,55>>	-35,66	54,39	0,34
45	16 (C)	-3,93	25,83	1482,11<<	-95,43	-16,57	6,23
45	15 (C)	-3,22	-2,68	1482,38	22,29>>	-13,34	-6,82
45	16 (C)	-3,93	25,83	1482,11	-95,43<<	-16,57	6,23
45	14 (C)	38,64	11,47	1483	-36,17	104,88>>	0,26
45	13 (C)	-28,17	11,84	1482,5	-37,35	-113,93<<	-1,19
45	16 (C)	-3,93	25,83	1482,11	-95,43	-16,57	6,23>>
45	15 (C)	-3,22	-2,68	1482,38	22,29	-13,34	-6,82<<
47	14 (C)	29,81>>	10,89	738,64	-56,61	105,79	-36,27
47	13 (C)	-15,17<<	10,39	739,13	-56,01	-88,07	-33,04
47	16 (C)	0,81	38,95>>	737,13	-130,31	-4,31	-26,03
47	15 (C)	4,59	-9,21<<	741,5	8,02	10,15	-41,97
47	11 (C)	4,48	-2,91	777,93>>	-13,74	8,02	-44,7
47	16 (C)	0,81	38,95	737,13<<	-130,31	-4,31	-26,03
47	15 (C)	4,59	-9,21	741,5	8,02>>	10,15	-41,97
47	16 (C)	0,81	38,95	737,13	-130,31<<	-4,31	-26,03
47	14 (C)	29,81	10,89	738,64	-56,61	105,79>>	-36,27
47	13 (C)	-15,17	10,39	739,13	-56,01	-88,07<<	-33,04
47	16 (C)	0,81	38,95	737,13	-130,31	-4,31	-26,03>>
47	11 (C)	4,48	-2,91	777,93	-13,74	8,02	-44,70<<

49	14 (C)	3,87>>	1,16	371,07	-14,59	37,19	-1,6
49	13 (C)	-7,60<<	0,63	369,48	-13,4	-35,68	-1,54
49	16 (C)	2,74	12,96>>	405,07	-40	5,15	-3,01
49	15 (C)	-6,32	-11,03<<	335,88	11,66	-3,29	-0,14
49	12 (C)	0,8	8,08	417,17>>	-29,61	2,56	-2,48
49	15 (C)	-6,32	-11,03	335,88<<	11,66	-3,29	-0,14
49	15 (C)	-6,32	-11,03	335,88	11,66>>	-3,29	-0,14
49	16 (C)	2,74	12,96	405,07	-40,00<<	5,15	-3,01
49	14 (C)	3,87	1,16	371,07	-14,59	37,19>>	-1,6
49	13 (C)	-7,6	0,63	369,48	-13,4	-35,68<<	-1,54
49	15 (C)	-6,32	-11,03	335,88	11,66	-3,29	-0,14>>
49	16 (C)	2,74	12,96	405,07	-40	5,15	-3,01<<
51	15 (C)	6,18>>	-15,91	322,01	13,02	1,8	-2,33
51	16 (C)	-6,75<<	15,88	423,22	-32,94	-7,33	7,13
51	16 (C)	-6,75	15,88>>	423,22	-32,94	-7,33	7,13
51	15 (C)	6,18	-15,91<<	322,01	13,02	1,8	-2,33
51	16 (C)	-6,75	15,88	423,22>>	-32,94	-7,33	7,13
51	15 (C)	6,18	-15,91	322,01<<	13,02	1,8	-2,33
51	15 (C)	6,18	-15,91	322,01	13,02>>	1,8	-2,33
51	16 (C)	-6,75	15,88	423,22	-32,94<<	-7,33	7,13
51	14 (C)	5,3	0,08	372,84	-10,08	33,42>>	2,44
51	13 (C)	-6,01	-0,07	372,63	-9,91	-39,28<<	2,35
51	16 (C)	-6,75	15,88	423,22	-32,94	-7,33	7,13>>
51	15 (C)	6,18	-15,91	322,01	13,02	1,8	-2,33<<
53	16 (C)	14,03>>	31,22	276,42	-35,52	7,98	6,53
53	15 (C)	1,25<<	-0,45	377,63	10,39	-0,63	-2,96
53	16 (C)	14,03	31,22>>	276,42	-35,52	7,98	6,53
53	15 (C)	1,25	-0,45<<	377,63	10,39	-0,63	-2,96
53	15 (C)	1,25	-0,45	377,63>>	10,39	-0,63	-2,96
53	16 (C)	14,03	31,22	276,42<<	-35,52	7,98	6,53
53	15 (C)	1,25	-0,45	377,63	10,39>>	-0,63	-2,96
53	16 (C)	14,03	31,22	276,42	-35,52<<	7,98	6,53
53	14 (C)	13,14	15,45	326,8	-12,67	39,65>>	1,83
53	13 (C)	2,29	15,41	327,01	-12,54	-32,19<<	1,71
53	16 (C)	14,03	31,22	276,42	-35,52	7,98	6,53>>
53	15 (C)	1,25	-0,45	377,63	10,39	-0,63	-2,96<<
55	14 (C)	-0,14>>	14,92	348,4	-19,05	33,87	-0,82
55	13 (C)	-10,98<<	14,38	349,98	-17,79	-37,86	-0,82
55	16 (C)	-10,13	26,72>>	314,4	-44,46	-6,52	-2,23
55	15 (C)	-1,07	2,73<<	383,59	7,26	2,41	0,59
55	11 (C)	-3,08	7,62	398,72>>	-3,2	-0,51	0,09
55	16 (C)	-10,13	26,72	314,40<<	-44,46	-6,52	-2,23
55	15 (C)	-1,07	2,73	383,59	7,26>>	2,41	0,59
55	16 (C)	-10,13	26,72	314,4	-44,46<<	-6,52	-2,23
55	14 (C)	-0,14	14,92	348,4	-19,05	33,87>>	-0,82
55	13 (C)	-10,98	14,38	349,98	-17,79	-37,86<<	-0,82
55	15 (C)	-1,07	2,73	383,59	7,26	2,41	0,59>>
55	16 (C)	-10,13	26,72	314,4	-44,46	-6,52	-2,23<<

57	14 (C)	-0,32>>	-15,33	347,21	19,95	33,44	0,87
57	13 (C)	-11,03<<	-15,37	347,31	19,8	-37,15	1
57	16 (C)	-1,23	-3,43>>	381,63	-5,78	2,31	-0,49
57	15 (C)	-10,17	-27,38<<	312,61	45,8	-6,04	2,35
57	12 (C)	-3,29	-8,41	396,50>>	4,87	-0,59	0,02
57	15 (C)	-10,17	-27,38	312,61<<	45,8	-6,04	2,35
57	15 (C)	-10,17	-27,38	312,61	45,80>>	-6,04	2,35
57	16 (C)	-1,23	-3,43	381,63	-5,78<<	2,31	-0,49
57	14 (C)	-0,32	-15,33	347,21	19,95	33,44>>	0,87
57	13 (C)	-11,03	-15,37	347,31	19,8	-37,15<<	1
57	15 (C)	-10,17	-27,38	312,61	45,8	-6,04	2,35>>
57	16 (C)	-1,23	-3,43	381,63	-5,78	2,31	-0,49<<
59	15 (C)	14,59>>	-32	273,87	36,64	8,9	-6,71
59	16 (C)	1,59<<	-0,19	375,49	-9,43	-0,32	2,77
59	16 (C)	1,59	-0,19>>	375,49	-9,43	-0,32	2,77
59	15 (C)	14,59	-32,00<<	273,87	36,64	8,9	-6,71
59	16 (C)	1,59	-0,19	375,49>>	-9,43	-0,32	2,77
59	15 (C)	14,59	-32	273,87<<	36,64	8,9	-6,71
59	15 (C)	14,59	-32	273,87	36,64>>	8,9	-6,71
59	16 (C)	1,59	-0,19	375,49	-9,43<<	-0,32	2,77
59	14 (C)	13,26	-15,86	325,45	13,28	39,48>>	-1,96
59	13 (C)	3,04	-16,44	323,6	14,05	-30,86<<	-1,95
59	16 (C)	1,59	-0,19	375,49	-9,43	-0,32	2,77>>
59	15 (C)	14,59	-32	273,87	36,64	8,9	-6,71<<
61	16 (C)	5,86>>	15,25	324,15	-12,05	1,61	2,15
61	15 (C)	-7,15<<	-16,64	425,77	34,06	-7,32	-7,32
61	16 (C)	5,86	15,25>>	324,15	-12,05	1,61	2,15
61	15 (C)	-7,15	-16,64<<	425,77	34,06	-7,32	-7,32
61	15 (C)	-7,15	-16,64	425,77>>	34,06	-7,32	-7,32
61	16 (C)	5,86	15,25	324,15<<	-12,05	1,61	2,15
61	15 (C)	-7,15	-16,64	425,77	34,06>>	-7,32	-7,32
61	16 (C)	5,86	15,25	324,15	-12,05<<	1,61	2,15
61	14 (C)	5,09	-0,51	374,18	10,7	33,07>>	-2,57
61	13 (C)	-6,53	-0,93	376,04	11,4	-39,17<<	-2,59
61	16 (C)	5,86	15,25	324,15	-12,05	1,61	2,15>>
61	15 (C)	-7,15	-16,64	425,77	34,06	-7,32	-7,32<<
63	14 (C)	3,98>>	-1,57	372,26	15,48	37,1	1,65
63	13 (C)	-7,34<<	-1,61	372,15	15,43	-34,96	1,71
63	16 (C)	-6,13	10,33>>	337,83	-10,19	-3,07	0,25
63	15 (C)	2,91	-13,62<<	406,86	41,35	5,6	3,12
63	11 (C)	1,02	-8,84	419,29>>	31,21	2,98	2,6
63	16 (C)	-6,13	10,33	337,83<<	-10,19	-3,07	0,25
63	15 (C)	2,91	-13,62	406,86	41,35>>	5,6	3,12
63	16 (C)	-6,13	10,33	337,83	-10,19<<	-3,07	0,25
63	14 (C)	3,98	-1,57	372,26	15,48	37,10>>	1,65
63	13 (C)	-7,34	-1,61	372,15	15,43	-34,96<<	1,71
63	15 (C)	2,91	-13,62	406,86	41,35	5,6	3,12>>
63	16 (C)	-6,13	10,33	337,83	-10,19	-3,07	0,25<<

65	16 (C)	5,57>>	14,33	421,33	-30,67	4,75	-7,02
65	15 (C)	-11,68<<	-24,62	295,85	26,04	-9,83	4,41
65	16 (C)	5,57	14,33>>	421,33	-30,67	4,75	-7,02
65	15 (C)	-11,68	-24,62<<	295,85	26,04	-9,83	4,41
65	16 (C)	5,57	14,33	421,33>>	-30,67	4,75	-7,02
65	15 (C)	-11,68	-24,62	295,85<<	26,04	-9,83	4,41
65	15 (C)	-11,68	-24,62	295,85	26,04>>	-9,83	4,41
65	16 (C)	5,57	14,33	421,33	-30,67<<	4,75	-7,02
65	14 (C)	2	-5,5	357,51	-1,87	32,60>>	-1,31
65	13 (C)	-8,2	-4,84	359,56	-2,73	-37,71<<	-1,33
65	15 (C)	-11,68	-24,62	295,85	26,04	-9,83	4,41>>
65	16 (C)	5,57	14,33	421,33	-30,67	4,75	-7,02<<
67	14 (C)	9,07>>	-15,68	347,7	19,61	33,91	-1,02
67	13 (C)	-1,65<<	-15,75	347,35	19,96	-36,65	-0,91
67	16 (C)	-1,47	0,41>>	393,48	-14,69	-5,19	1,13
67	15 (C)	8,96	-32,02<<	301,08	54,7	2,5	-3,05
67	12 (C)	0,57	-6,46	403,16>>	-0,09	-4,67	0,31
67	15 (C)	8,96	-32,02	301,08<<	54,7	2,5	-3,05
67	15 (C)	8,96	-32,02	301,08	54,70>>	2,5	-3,05
67	16 (C)	-1,47	0,41	393,48	-14,69<<	-5,19	1,13
67	14 (C)	9,07	-15,68	347,7	19,61	33,91>>	-1,02
67	13 (C)	-1,65	-15,75	347,35	19,96	-36,65<<	-0,91
67	16 (C)	-1,47	0,41	393,48	-14,69	-5,19	1,13>>
67	15 (C)	8,96	-32,02	301,08	54,7	2,5	-3,05<<
69	14 (C)	8,15>>	-1,93	371,76	15,25	30,63	-1,72
69	15 (C)	-3,20<<	-18,26	418,38	50,22	-11,73	-3,84
69	16 (C)	8,04	14,16>>	325,98	-19,07	0,58	0,42
69	15 (C)	-3,2	-18,26<<	418,38	50,22	-11,73	-3,84
69	11 (C)	-1,25	-11,98	426,65>>	36,92	-10,65	-3,08
69	16 (C)	8,04	14,16	325,98<<	-19,07	0,58	0,42
69	15 (C)	-3,2	-18,26	418,38	50,22>>	-11,73	-3,84
69	16 (C)	8,04	14,16	325,98	-19,07<<	0,58	0,42
69	14 (C)	8,15	-1,93	371,76	15,25	30,63>>	-1,72
69	13 (C)	-3,17	-1,98	372,11	15,49	-41,40<<	-1,68
69	16 (C)	8,04	14,16	325,98	-19,07	0,58	0,42>>
69	15 (C)	-3,2	-18,26	418,38	50,22	-11,73	-3,84<<
71	15 (C)	2,77>>	-9,3	403,79	23,47	-1,41	5,01
71	16 (C)	-13,87<<	29,83	278,3	-33,32	-11,42	-6,38
71	16 (C)	-13,87	29,83>>	278,3	-33,32	-11,42	-6,38
71	15 (C)	2,77	-9,30<<	403,79	23,47	-1,41	5,01
71	15 (C)	2,77	-9,3	403,79>>	23,47	-1,41	5,01
71	16 (C)	-13,87	29,83	278,30<<	-33,32	-11,42	-6,38
71	15 (C)	2,77	-9,3	403,79	23,47>>	-1,41	5,01
71	16 (C)	-13,87	29,83	278,3	-33,32<<	-11,42	-6,38
71	14 (C)	0,32	10,02	342,12	-4,52	29,86>>	-0,67
71	13 (C)	-11,31	10,51	340,07	-5,31	-42,36<<	-0,72
71	15 (C)	2,77	-9,3	403,79	23,47	-1,41	5,01>>
71	16 (C)	-13,87	29,83	278,3	-33,32	-11,42	-6,38<<



EPS

Escola Politècnica
Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Tècn. Ind. Mecànica. Pla 2002

Títol: Disseny d'una nau industrial amb estructura i fonamentació de formigó prefabricat

Document: 1.- Memòria. Annex C: Estudi fonamentació

Alumne: Imma Duran Sureda

Director/Tutor: Albert Turon Travesa

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: MMCTE

Convocatòria (mes/any): Gener 2009

INDEX

1.- Introducció a les sabates prefabricades.....	2
2.- Càlculs.....	4
2.1- Procediment.....	4
2.1.1.- Dades.....	4
2.1.2.- Tipologia de sabata i recobriment.....	4
2.1.3.- Comprovacions.....	5
2.1.3.1.- Comprovació al bolc.....	5
2.1.3.2.- Comprovació al lliscament.....	5
2.1.3.3.- Comprovació a l'enfonsament i tensió admissible.....	5
2.1.4.- Càlcul armadura	6
2.1.5.- Comprovacions després de l'armat.....	7
2.1.5.1.- Comprovació a tallant.....	7
2.1.5.2.- Comprovació a punxonament.....	7
2.1.6.- Ancoratge de les armadures.....	7
2.1.7.- Càlcul de l'armat del collarí.....	8
2.2.- Bibliografia.....	8
2.3.- Càlculs detallats.....	8
2.3.1.- Sabates cantonada.....	9
2.3.2.- Sabates laterals eix x.....	54
2.3.3.- Sabates laterals eix y.....	99
2.3.4.- Sabates interiors.....	144
2.3.5.- Sabates escales.....	189
3.- Explicació de la solució adoptada.....	234
3.1.- Geometria.....	234
3.2.- Armadura.....	235
3.3.- Col·locació a l'obra.....	239
3.3.1.- Entorn.....	239
3.3.2.- Unió pilar – sabata.....	239
3.3.3.- Procediment.....	239

1.- INTRODUCCIÓ A LES SABATES PREFABRICADES

A Espanya, quan la fonamentació de les naus industrials pot ser superficial, no es és habitual solucionar-la mitjançant sabates prefabricades de formigó, sinó que, la solució que s'adopta, a la pràctica, és la de sabates "in situ".

No obstant, a altres països, com per exemple, a Itàlia, aquest tipus de fonamentació està més desenvolupada. Per tant, la major part de la informació per realitzar l'estudi s'extraurà d'aquest país.

La típica geometria de les sabates prefabricades, es representa a la Figura 1, i està formada per una llosa juntament amb un collarí on es troba el calze, el qual pot tenir la superfície interior llisa o dentada (rugosa).

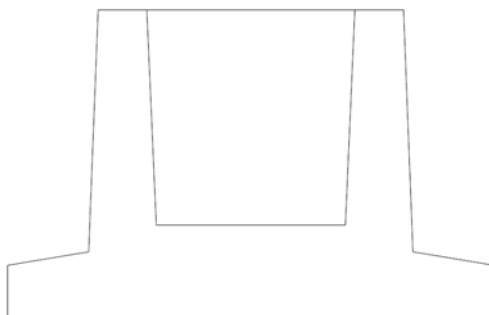


Figura 1. Típica geometria de sabates prefabricades

Totes les dimensions exteriors poden variar, però n'hi ha que estan limitades o bé, han de complir uns requisits mínims. Per exemple: la base de la llosa no pot ser superior a 240 centímetres tant d'allargada com d'amplada, perquè seria un problema a l'hora de transportar-la i, a més a més, el cost econòmic augmentaria; la profunditat del calze ha de complir, com a mínim, la següent condició: $1,5a$, on a és la dimensió de la base del pilar, per tal de garantir que la unió treballa com una unió rígida, tot i que, no existeixin connectors a tallant.

Les dimensions es defineixen en funció de les sol·licitacions de la part superficial de la sabata i de les característiques del terreny. Per exemple: la tensió que es transmet al terreny ve determinada per les accions i per les dimensions de la base de la llosa.

No obstant, existeixen altres sabates prefabricades amb formes geomètriques diferents, tal i com es representa a la Figura 2, però degut a la dificultat de fabricació, no són tant adequades.

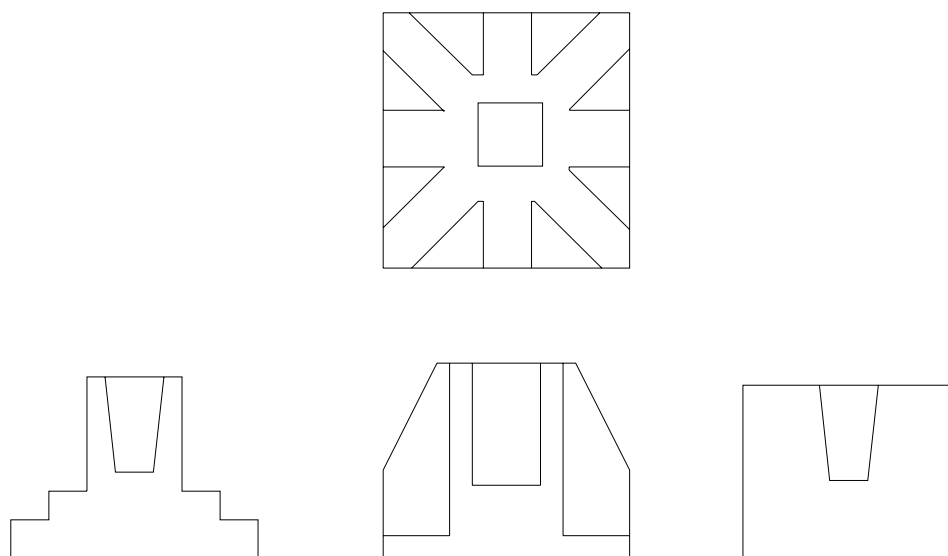


Figura 2. Altres formes geomètriques de sabates

2.- CÀLCULS

2.1- Procediment

El procediment que s'ha seguit per calcular les sabates prefabricades, s'explica en aquest apartat i està dividit en set apartats:

- Dades.
- Tipologia de sabata i càlcul del recobriment.
- Comprovacions:
 - Comprovació al bolc.
 - Comprovació al lliscament.
 - Comprovació de l'enfonsament o de la tensió admissible del terreny.
- Càlcul de l'armadura.
- Comprovacions després de l'armat la sabata prefabricada.
 - Comprovació a tallant.
 - Comprovació del punxonament.
- Ancoratge de les armadures necessari.
- Càlcul de l'armadura del collarí.

2.1.1.- Dades

Es parteix de les dades geomètriques de les sabates prefabricades i del collarí extreteres de sabates prefabricades que existeixen en el mercat; dels materials utilitzats per la seva prefabricació; de les dades que condicionen el terreny aportades per l'estudi geotècnic de l'Annex A i finalment, de les sol·licitacions a la base del pilar en ELS, per fer totes les comprovacions necessàries, per tal que la sabata prefabricada compleixi amb tots els requisits referents a les fonamentacions, en ELU, per calcular l'armadura necessària, extreteres de la baixada de càrregues de l'Annex B.

2.1.2.- Tipologia de sabata i càlcul del recobriment.

En aquest apartat es defineix si es tracta d'una sabata flexible, si el vol és superior a dos vegades el cantell de la sabata, o bé d'una sabata rígida, si el vol és inferior o igual a dos vegades el cantell, sempre i quant aquesta sabata no porti collarí.

En el cas que la sabata porti collarí, es dimensiona a flexió, tal i es comenta en el llibre [1] de l'apartat 2.2. Bibliografia, al final de la pàgina 239.

Pel que fa al recobriment, es calcula a través de la suma del recobriment mínim, extret de la Taula 37.2.4.1a de la norma [4], i de l'increment del recobriment, en funció del nivell de control d'execució. Com que s'està treballant en prefabricació, aquest increment serà nul. Els recobriments que s'han considerat es detallen en els plànols de detall (Document núm.2 Plànols).

2.1.3.- Comprovacions

Totes aquestes comprovacions s'han extret d'una memòria de càlcul de fonamentacions realitzada a l'empresa Prefabricats M. Planas S.A.U.

2.1.3.1.- Comprovació al bolc

Aquesta comprovació es realitza sempre que existeixen moments i tallants de certa importància.

La condició que s'ha de complir és que els moments estabilitzadors, forces axials, siguin superiors als moments que tendeixen a produir el bolc, els moments i els tallants.

Aquesta condició cal que es compleixi en les dos direccions.

2.1.3.2.- Comprovació al lliscament

Aquesta comprovació s'efectua en el cas de sabates no travades, és a dir, que no existeix cap connexió entre les sabates.

Per tant, s'ha de realitzar aquesta comprovació, perquè a l'estudi no existeix cap connexió entre sabates. No s'han col·locat elements de connexió perquè, segons la normativa [5], ens trobem davant d'un cas sense un sisme excésiu.

La comprovació varia en funció de si el sòl és cohesiu (argiles) o no cohesiu (sorres). Com que a l'estudi geotècnic s'indica que les sabates recolzaran sobre argiles, s'utilitza el primer cas.

2.1.3.3.- Comprovació de l'enfonsament o de la tensió admissible del terreny

La comprovació de la tensió admissible del terreny, en el cas més general on es té excentricitats ambdues direccions es fa de manera diferent.

En aquest apartat s'han seguit les indicacions de dos llibres [2] i [3], els dos coincideixen que per excentricitats petites, la distribució de tensions sobre el terreny segueix la Llei de Navier.

En el llibre [2] s'indica que si es compleix la condició que la suma d'excentricitats ha de ser inferior o igual a $1/6$ es segueix la Llei de Navier i en el llibre [3] es representa un àbac anomenat TENG, juntament amb una fórmula, i l'autor comenta que si s'està en el Cas 1 de l'àbac i, per tant, es tenen excentricitats petites, la distribució de tensions, també segueix aquesta Llei.

Per això en els càlculs detallats es pot calcular la distribució de tensions de les dos maneres i es pot comprovar que els resultats són similars.

En el cas que les excentricitats siguin grans i no es pugui aplicar la Llei de Navier, en el llibre [2] es donen unes taules per trobar les tensions i en el llibre [3] es continua utilitzant l'abac de TENG, juntament amb les fórmules.

Pel que fa a la distribució de tensions, tal i com s'exposa a la pàgina 713 del llibre [3], es pot considerar una distribució rectangular, tot i que és una decisió molt conservadora.

Finalment, en tots els casos s'ha de complir que la tensió màxima ha de ser inferior o igual a 1,25 per la tensió admissible del terreny definida a l'apartat de les dades.

2.1.4.- Càlcul de l'armadura

Pel càlcul de l'armadura, per tots els casos, es seguirà la teoria de la flexió, ja que, com s'ha esmentat abans, sempre que existeixi collarí, a la llosa inferior s'aplicarà aquesta teoria.

Seguint la teoria de la flexió, primerament es trobarà la tensió màxima a través de les accions en ELU. Es pot utilitzar la fórmula del llibre [2] o la del [3], ja que els dos arriben a valors similars.

Per continuar amb el càlcul cal comentar que quan la sabata és flexible, aquesta es comporta com una mènsula encastada-lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

En segon lloc, un cop es té la tensió màxima, es procedirà a calcular l'armadura en funció del cas que ens trobem, és a dir, existeix el cas 1 on la sabata és simple, no té collarí; el cas 2 on la sabata porta collarí rugós; i, el cas 3 on la sabata porta collarí llis.

En els tres casos es segueix el mateix procediment, càlcul del moment de càlcul mitjançant l'esquema de mènsula encastada-lliure, càlcul del cantell útil i del moment reduït, càlcul del coeficient ω amb l'ajuda de la Taula Universal estreta del llibre [2] i finalment, càlcul de la capacitat mecànica que amb l'ajuda d'unes taules de capacitats mecàniques estretes del llibre [2] s'obtidran l'armadura.

Quan la sabata és senzilla, el càlcul del moment de càlcul es realitza a una secció concreta definida a la normativa [4]. En canvi, quan la sabata té collarí, s'agafa una altra secció, la qual s'especifica en el llibre [1].

En tercer lloc, es comprova que l'armadura obtinguda sigui superior a la quantia geomètrica mínima necessària. Segons la normativa anterior a la [4], deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova normativa [4], ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col·locada a la cara inferior.

Finalment, si existeix espai suficient a la sabata per col·locar l'armadura obtinguda a l'apartat anterior.

2.1.5.- Comprovacions després de l'armat la sabata prefabricada

2.1.5.1.- Comprovació a tallant

Aquesta comprovació només es realitza per sabates flexibles.

La condició que s'exposa està extreta del llibre [2] i indica que l'esforç tallant de càlcul ha de ser inferior o igual a l'esforç tallant d'agotament.

En el cas que no es compleixi es disposarà armadura transversal en cada direcció, d'acord amb la teoria general de l'esforç tallant en peces lineals. No obstant, aquesta solució és gens econòmica, ja que, si és possible, és preferible augmentar el cantell de la sabata.

2.1.5.2.- Comprovació a punxonament

Aquesta comprovació també, només es realitza a les sabates flexibles.

Es defineix una superfície i perímetre crític de punxonament segons la normativa [4].

Per tal que no sigui necessària l'armadura a punxonament s'ha de complir una condició, la qual també s'ha extret del llibre [2]. En aquesta condició s'ha de complir que la tensió nominal de càlcul en el perímetre crític sigui inferior o igual a la tensió tangencial màxima resistent en el perímetre.

Finalment, comentar que segons l'autor del llibre [1], quan existeix un collarí sobre la sabata amb les parets interior dentades o rugoses, pràcticament no existeix perill de punxonament i, per tant, per la seva verificació es pot utilitzar l'amplada del collarí.

2.1.6.- Ancoratge de les armadures

Per sabates flexibles la longitud d'ancoratge es compta a partir d'una distància d de la secció que s'ha utilitzat per calcular el moment de càlcul a l'apartat anterior, 2.1.3. Càlcul de l'armadura.

Tal i com es comenta en el llibre [2], les sabates a flexió, en els seus extrems la tensió és nul·la, per aquest motiu no és necessari que l'armadura arribi fins a l'extrem.

El càlcul de la longitud d'ancoratge es realitza en funció de la posició de l'armadura, posició I (bona adherència) o posició II (mala adherència); de l'acabat, prolongació recta o amb patilla; de la resistència del formigó; del tipus d'acer; i del diàmetre de les barres.

Un cop calculada la longitud cal verificar que compleix unes longituds mínimes. Si no compleix, el valor de la longitud d'ancoratge seran aquestes últimes.

2.1.7.- Càlcul de l'armadura del collarí

Partint de les dades geomètriques del collarí, de la profunditat de l'encastament del pilar dins d'aquest i dels moments i tallants actuants, es procedeix a realitzar el càlcul de l'armadura longitudinal i transversal.

Totes les fórmules aplicades i comentaris sobre càlcul de collarins s'han extret del llibre [1].

La única diferència entre que el collarí tingui les parets interiors llises o rugoses és que canvia la formulació per calcular les forces que ha d'aguantar l'armadura i la distribució de tensions dins el collarí.

Tal i com s'especifica en el llibre, l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collarí, ha de transmetre la força H_0 a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles per $H_0/2$.

Finalment, es calcula l'armadura vertical mitjançant el mètode de bieles i tirants. De manera que, aplicant la formulació corresponen s'arriba a obtenir uns estreps.

En conclusió, a l'apartat 2.3 s'hi ha adjuntat uns fulls d'excel amb tots els càlculs i comprovacions esmentats anteriorment. En ells es poden veure gràfics i figures que ajudaran a entendre millor l'explicació anterior. Finalment, esmentar que a l'apartat 2.2 s'ha inclòs una bibliografia dels llibres utilitzats per dur a terme aquests càlculs.

2.2.- Bibliografia

[1] FRITZ LEONHARDT, Estructuras de hormigón armado. Bases para el armado de estructuras de hormigón armado. Tomo III. Editorial "El Ateneo" Pedro García S.A., 1990.

[2] JIMÉNEZ MONTOYA, P., GARCÍA MESEGUER, A., MORÁN CABRÉ, F., Hormigón armado. 14ª Edición basada en la EHE. Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona, 2000.

[3] CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. Tomo II. INTEMAC.

[4] Normativa Espanyola del Formigó [EHE]

[5] Normativa de sisme a l'edificació (NCSE-02)

2.3.- Càlculs detallats

S'han fet tres comprovacions amb els fulls d'excel de cada tipus de sabata, quan la força axial és màxima, quan el moment x és màxim i quan h_0 és el moment y , però com que cada full d'excel té unes 45 pàgines, s'ha optat per només incloure el cas més desfavorable de cada tipus.

CÀLCUL DE SABATES PREFABRICADES

DADES:

Tipus de sabata:	Sabata armada	
	Sabata amb collarí rugós	
Tipus de pilar:	Pilar de formigó	
Tipus de formigó (fck):	HA-45	45 N/mm ²
Tipus d'acer (fyk):	B500S	500 N/mm ²
Tamany màxim del granulat (TM):		18 mm
Consistència (C):		F - Fluïda
Ambient (A):		Ila

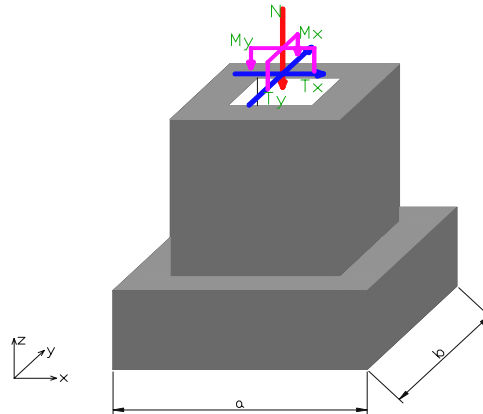
Sol·licitacions a la base del pilar:

E.L.S:

T _x (F _x):	19,74 kN
T _y (F _y):	11,67 kN
N (F _z):	522,14 kN
M _x :	50,8 mkN
M _y :	73,78 mkN
M _z :	20,14 mkN

E.L.U:

T _{x_d} (F _{x_d}):	29,71 kN
T _{y_d} (F _{y_d}):	15,54 kN
N _d (F _{z_d}):	714,06 kN
M _{x_d} :	68,05 mkN
M _{y_d} :	111,28 mkN
M _{z_d} :	28,71 mkN



Pes propi del pilar (Tram encastat) (P_o): 4,6875 kN

Longitud d'encastament (l):	0,75 m
Dimensió del pilar (a')	0,5 m
Dimensió del pilar (b')	0,5 m
Pes específic del formigó:	25 kN/m ³

Pes propi de la sabata (P_s): 37 kN

Alçada de la sabata (h _o):	0,3 m
Alçada de la sabata total (h):	1,15 m
Dimensió de la sabata (a):	2,2 m
Dimensió de la sabata (b):	2,2 m
Pes específic del formigó (γ _h):	25 kN/m ³

Pes propi del terreny (P_t): 162,9628 kN

Pes específic del terreny (γ _t):	25,9 kN/m ³
Alçada de terres (H):	1,3 m

Dades geomètriques del collarí:

Espessor de la paret (dI):	0,1 m
Menor dimensió del forat (w):	0,6 m
Dimensió exterior del collarí (a''):	0,8 m

Coeficients per les comprovacions:

Coeficient de seguretat al bolc (γ_1):	1,5
Coeficient de seguretat al lliscament (γ_2):	1,5

Dades del geotècnic:

Angle de fregament intern (θ) en graus:	27,4
Angle de fregament intern (θ) en radians:	0,48
Valor de la cohesió (c):	29 kN/m ²
Tensió admissible (σ_{adm}):	200 kN/m ²

1. TIPUS I GEOMETRIA DE LA SABATA:

1.1 TIPUS DE SABATA:

Vol màxim de la sabata (V):

0,7

Alçada màxima de la sabata (H):

0,25

La sabata estudiada és

FLEXIBLE

1.2 RECOBRIMENT DE LA SABATA:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

r_{min} = recobriment mínima en mm, segons la classe d'exposició ambiental (Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II). Aquesta taula s'ha extret de la instrucció espanyola EHE-08 (Taula 37.2.4.1.a)

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _v) (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II

Ambient (A): IIa
 f_{ck} (N/mm²) = 45
 t_g = 100

r_{min} = 20 mm

El recobriment mínim ha de complir:

\geq $\begin{cases} \varnothing \text{barra (armadura principal)} \\ 0,8 \cdot TM \text{ (tamany de l'àrid)} \end{cases}$ **Complex Complex**

Δr = Marge de recobriment segons el nivell de control d'execució.

Δr = $\begin{cases} 0 \text{ mm (en prefabricació)} \\ 5 \text{ mm (in situ/control intens)} \\ 10 \text{ mm (resta de casos)} \end{cases}$

Δr = 0 mm

Prefabricació

r_{nom} = 2 cm

2. COMPROVACIONS A REALITZAR:

2.1 COMPROVACIÓ AL BOLC:

Cal realitzar la comprovació al bolc, sempre que existeixin moments i tallants de certa importància. La condició que s'ha de complir és que els moments estabilitzadors (M1) siguin superiors als moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

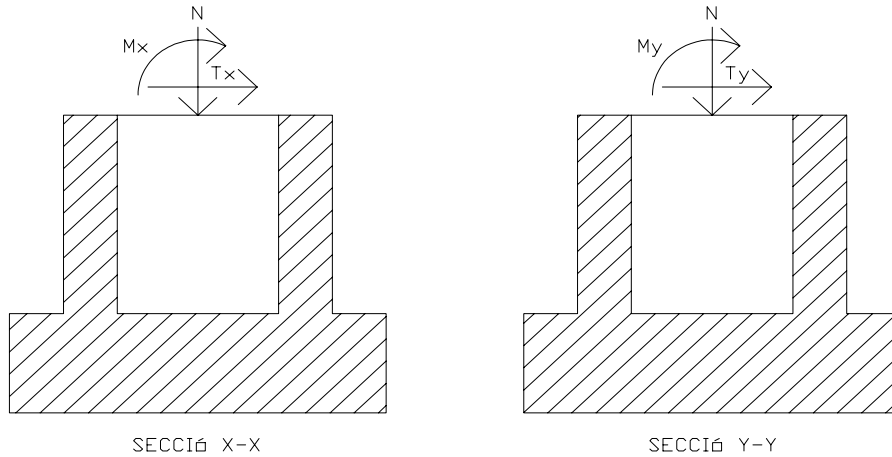


Figura 2.1.1 Representació de les forces i moments a les dos direccions

SECCIÓ X-X:

Moments estabilitzadors (M1) \geq Moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right) \geq (M_x + T_x \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_x + T_x \times h)} \geq \gamma_1$$

8,44 \geq 1,5

COMPLEX

SECCIÓ Y-Y:

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right) \geq (M_y + T_y \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_y + T_y \times h)} \geq \gamma_1$$

7,11 \geq 1,5

COMPLEX

2.2 COMPROVACIÓ AL LLISCAMENT:

La comprovació al lliscament s'efectuarà en el cas de sabates no travades (Figura 2.2.1 Sabates travades), sotmeses a accions horitzontals cal comprovar-se la seguretat al lliscament. No obstant, si existeix travades (Figura 2.2.2 Sabates travades), es pot prescindir d'aquesta comprovació.

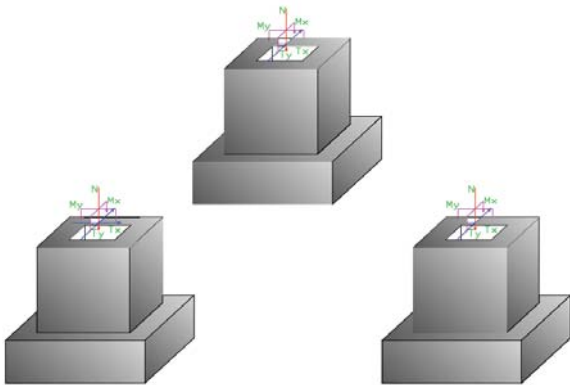


Figura 2.2.1 Sabates no travades

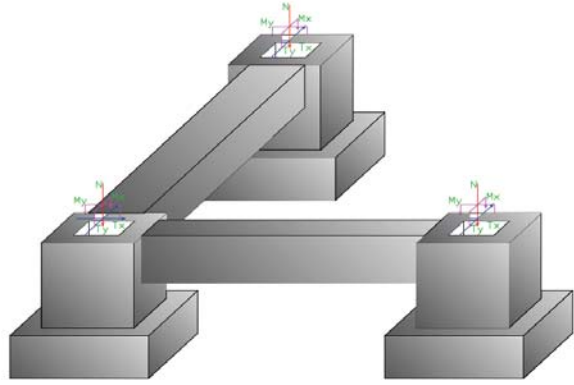


Figura 2.2.2 Sabates travades

Per aplicar la formulació correcta cal saber si el sòl és cohesiu, com en el cas de les argiles, o bé, no cohesiu, com en el cas de les sorres.

Sòl sense cohesió (sorres):

Sòl cohesiu (argiles):

$$\frac{(N+P_o+P_s) \times \text{tg}\theta_{2/3}}{V} \geq \gamma_2$$

$$\frac{A \times c_{1/2}}{V} \geq \gamma_2$$

8,12 ≥ 1,5

3,06 ≥ 1,5

Fórmula no vàlida per aquest cas!

COMPLEIX

2.3 COMPROVACIÓ A L'ENFONSAMENT I DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

2.3.1. CÀLCUL DE LES EXCENTRICITATS

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_x = \frac{(M_y + T_x \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_x : 0,13

$$\eta_x = \frac{e_x}{a}$$

η_x : 0,060

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_y = \frac{(M_x + T_y \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_y : 0,09

$$\eta_y = \frac{e_y}{b}$$

η_y : 0,040

Nota: Com esmenta Montoya en el llibre "Hormigón Armado" a la pàgina 491, per la comprovació de pressions sobre la base de la cimentació s'exclou el pes del sol, ja que el sòl de la base estava abans d'efectuar l'excavació. en equilibri amb tal pes.

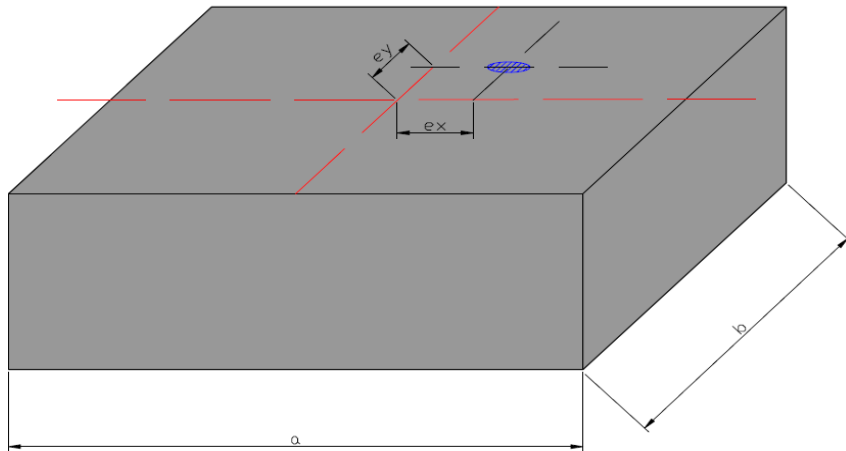


Figura 2.3.1.1 Representació de les excentricitats a cada direcció

L'objectiu és convertir les diferents forces i moments en una sola força vertical puntual a una certa distància de l'eix x i de l'eix y, tal i com s'indica en els esquemes següents:

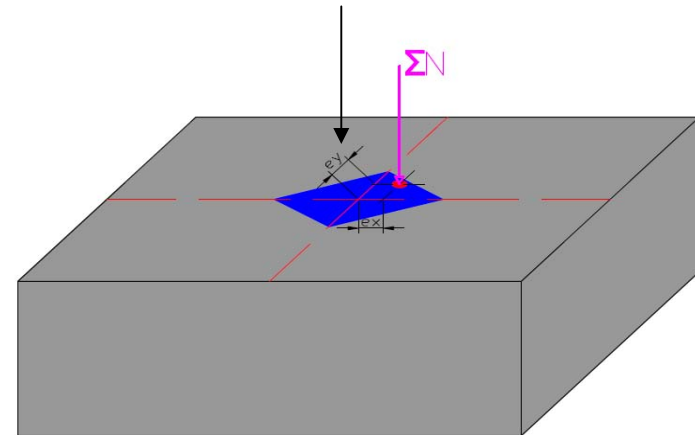
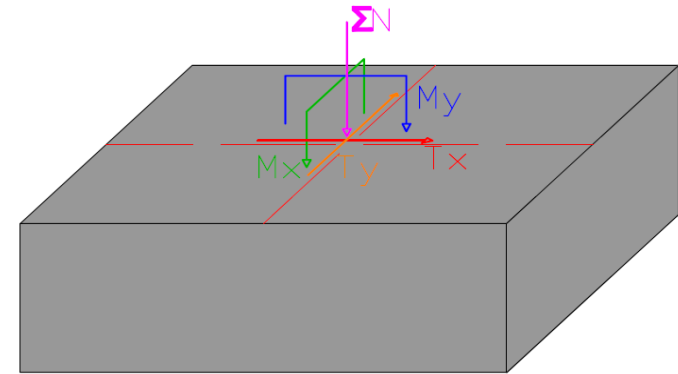


Figura 2.3.1.2 Conversió de forces i moments a una puntual

2.3.2. CÀLCUL DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

Em trobo davant del cas més general de resultant excèntrica ambdues direccions. Per considerar que les excentricitats relatives són reduïdes, cal complir la següent condició:

Segons J. Calavera i Montoya:

Si totes les pressions sobre el sòl són de compressió o nul·les, la distribució segueix la Llei de Navier:

$$\sigma = \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_x \pm 6 \times \eta_y)$$

$\sigma_{\max}(\text{kN/m}^2)$:	186,74	$\eta_x + \eta_y +$
$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$:	130,60	$\eta_x + \eta_y -$
$\sigma_3(\text{kN/m}^2)$:	102,39	$\eta_x - \eta_y +$
$\sigma_{\min}(\text{kN/m}^2)$:	46,24	$\eta_x - \eta_y -$

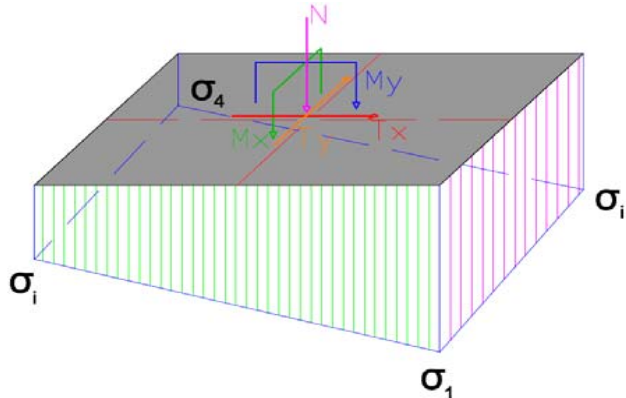


Figura 2.3.2.1 Representació de la pressió

$$\eta_x + \eta_y \leq 1/6$$

$$0,10 \leq 0,167$$

Si compleix: **COMPLEIX** Si no compleix: ---

Tant si compleix com si no:

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

a) Valors d'entrada a l'àbac:

η_x :	0,060
η_y :	0,040

b) Mirar en quin cas de l'àbac m'ubico i trobar el valor de k (Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG):

CAS:	CAS 1
k=	1,6

c) Fórmula per obtenir el valor de la pressió

$$\sigma_{t, \max} = k \times \frac{N}{(a \times b)}$$

$\sigma_{t, \max}$:	186,39	kN/m^2
----------------------	--------	-----------------

Segons Montoya, mitjançant taules:

Cal que es compleix la següent condició:

$$\eta_x + \eta_y < 1/3$$

a) Valors d'entrada a les taules (Figura 2.3.2.2a, 2b, 2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA):

$100\eta_1 =$	6,03	$\eta_1 = \max(\eta_x, \eta_y)$
$100\eta_2 =$	4,02	$\eta_2 = \min(\eta_x, \eta_y)$

b) Valors extrets de les taules:

$\alpha_1 =$	0
$\alpha_2 =$	0
$\alpha_3 =$	0

c) Aplicar fórmules:

$$\sigma_1 = \frac{100}{\alpha_1} \times \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \quad \sigma_1 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \times \sigma_1 \quad \sigma_2 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_3 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3 - \sigma_1 \quad \sigma_4 = \#j \text{DIV}/0!$$

2.3.2.1. ÀBAC DE TENG DE J.CALAVERA

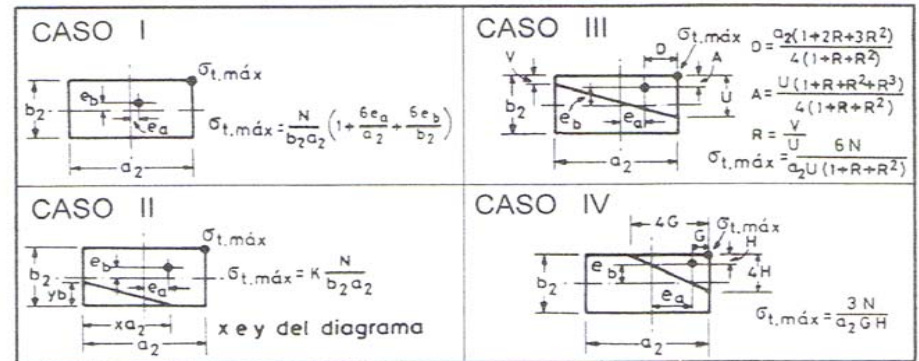
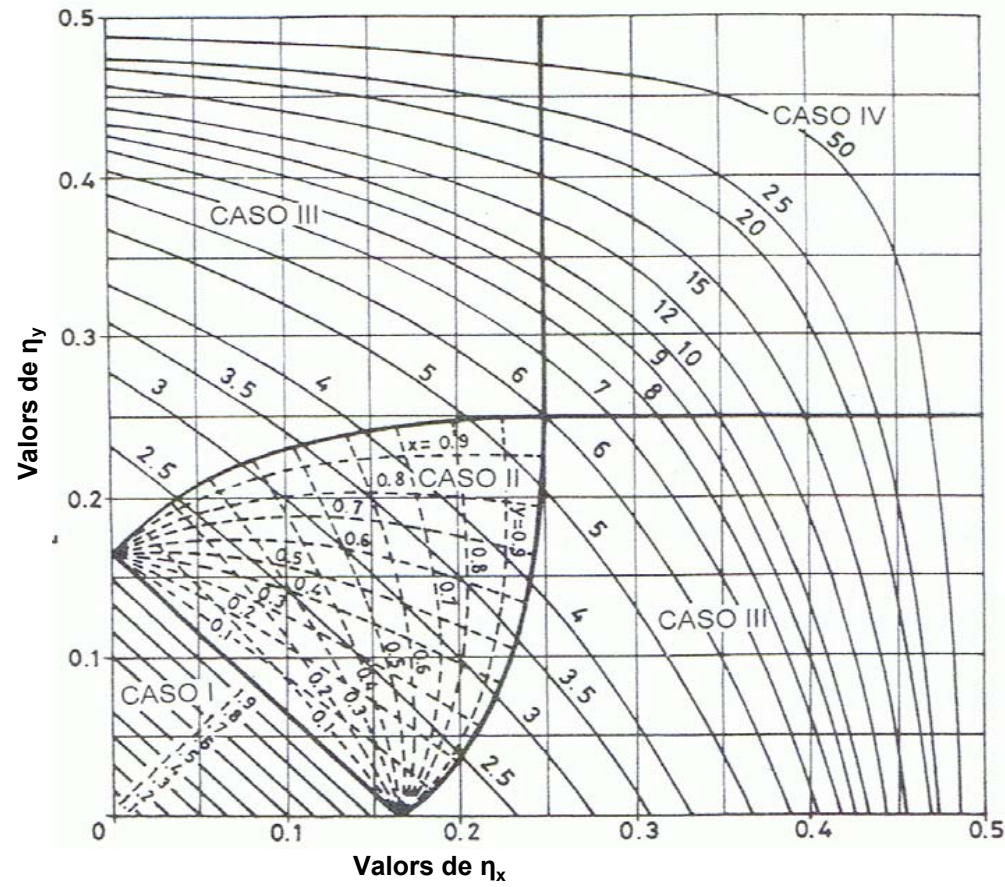


Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG

En tots els casos cal complir la següent condició:

$$\sigma_i \leq 1.25 \times \sigma_{adm}$$

Per excentricitats petites:

1) Segons J.Calavera i Montoya:

$$\sigma_{\max}: \quad \mathbf{186,74} \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans o/i petites:

1) Segons J.Calavera:

$$\sigma_{t,\max}: \quad \mathbf{186,39} \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans:

1) Segons Montoya:

$$\sigma_1: \quad \mathbf{\#DIV/0!} \quad \text{kN/m}^2$$

No correspon...

2.3.3.DISTRIBUCIÓ DE LES TENSIONS:

Si ens trobem en el cas d'excentricitats petites (es segueix la Llei de Navier) o bé en el CAS 1 de J.Calavera, la distribució és relativament uniforme. Adoptant aquesta solució conservadora, s'utilitzarà aquesta tensió $\sigma_{t,\max}$ per calcular l'armadura que es necessitarà per la sabata.

3. CÀLCUL DE L'ARMADURA

Per calcular l'armadura es seguirà el mètode de bieles i tirants en el cas de ser una sabata rígida i la teoria de flexió, per les sabates flexibles.

Després de saber el mètode de càlcul, segons la geometria de la sabata: sabata simple, sabata amb collarí rugós i sabata amb collarí llis, s'haurà de seguir el CAS 1, el CAS 2 o el CAS 3, respectivament.

Quin mètode s'ha de seguir?

TEORIA DE FLEXIÓ

En quin cas ens trobem segons la geometria de la sabata?

CAS 2

3.1 CÀLCUL A FLEXIÓ. DIMENSIONAMENT DE L'ARMADURA PRINCIPAL

Per poder aplicar l'equació de la flexió composta, la càrrega ha d'ubicar-se dintre del nucli central d'inèrcia (àrea blava) (Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega):

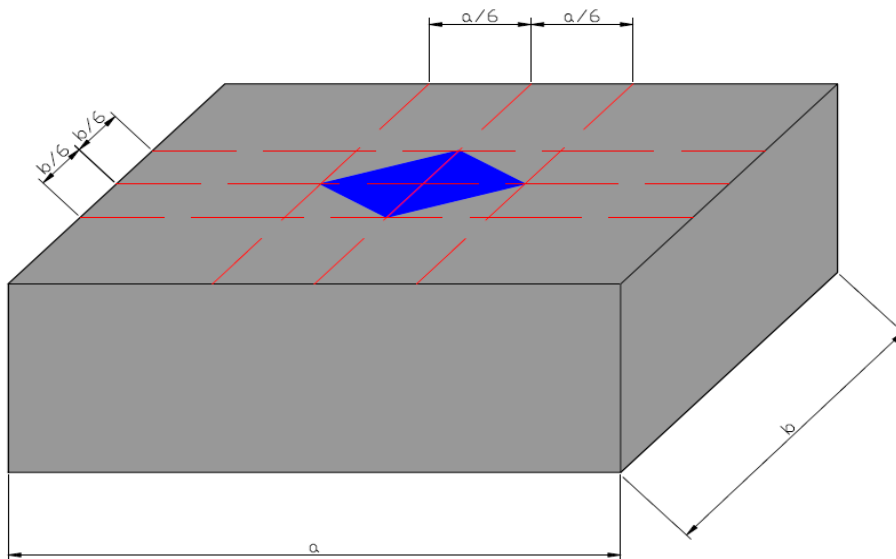


Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega

3.1.1 CÀLCUL DE LA TENSIÓ MÀXIMA:

3.1.1.1 Excentricitats per les accions majorades:

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_{xd} = \frac{(M_{yd} + T_{xd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{xd} : 0,19

$$\eta_{xd} = \frac{e_{xd}}{a}$$

η_{xd} : 0,086

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_{yd} = \frac{(M_{xd} + T_{Yd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{yd} : 0,09

$$\eta_{yd} = \frac{e_{yd}}{b}$$

η_{yd} : 0,040

3.1.1.2 Tensió màxima per les accions majorades:

Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{d,max} = \left(\frac{N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td}}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_{kd} \pm 6 \times \eta_{yd})$$

$\sigma_{d,max}$ 279,47 kN/m²

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

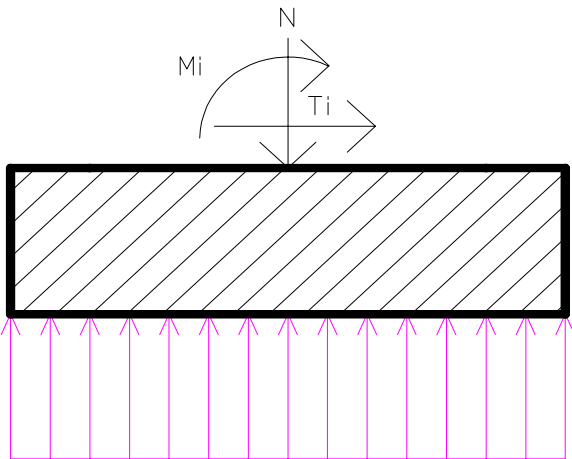
$$\sigma_{td,max} = k \times \frac{N_d}{(a \times b)}$$

$\sigma_{td,max}$: 254,66 kN/m²

3.1.2 CÀLCUL DE L'ARMADURA QUE PORTARÀ LA SABATA

CAS 1 - Sabata simple

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions).



$$\sigma_{td} = 279,47 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó:

$$m = v + 0,15 \cdot a'$$

$$m = 0,775 \text{ m}$$

b) Per pilars de "ladrillo" o mamposteria:

$$m = v + 0,25 \cdot a'$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

c) Per pilars de metàl.lic amb placa:

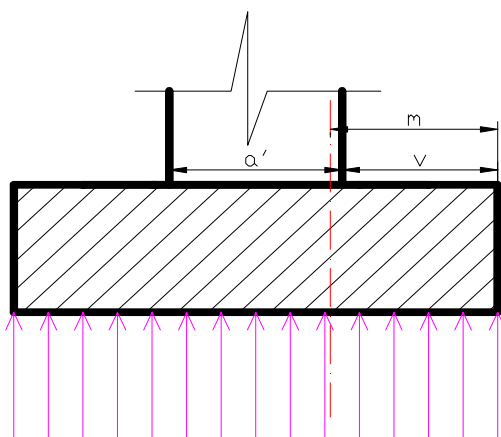
$$m = v + (a-c) / 4$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènsula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.



$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times (v + 0,15 \times a')^2$$

$$M_{ad} = 184,64 \text{ mkN}$$

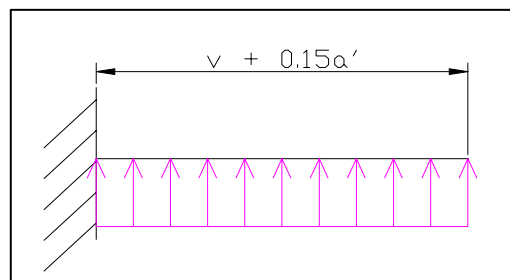


Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment

b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0384$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U= 930,20 kN

Mirant la Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:



Armat seleccionat:

Àrea de l'armadura (cm²):



SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m										
CUALQUIER TIPO DE ACERO										
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.3 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.4)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 5940 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 5,35 \text{ cm}^2$$



Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

No compleix, per tant, finalment, es col.locarà l'armadura en funció de l'armadura mínima necessària per complir la quantia geomètrica mínima que es requereix per complir la normativa EHE-08.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 0

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

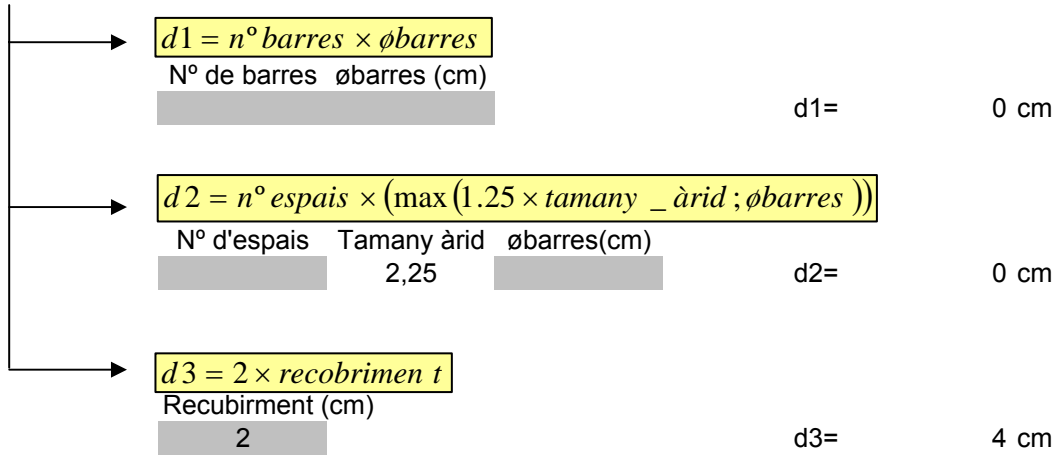
⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.4 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

0



$$\Sigma d_i \leq \text{amplada}_{\text{ sabata}}$$

4,00 ≤ 220
 4,00 ≤ 220

HI HA ESPAI SUFICIENT
 HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 2 - Sabata amb collari rugós

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions).

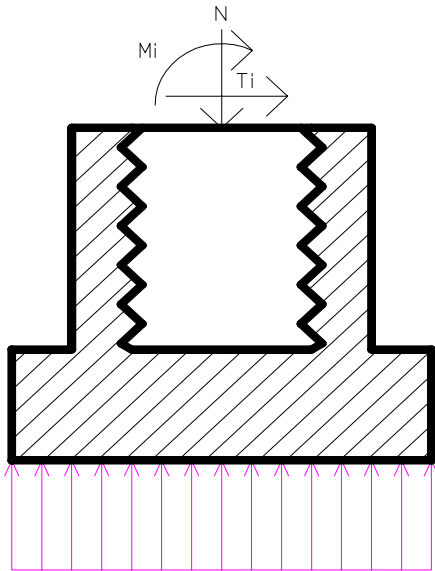


Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 279,47 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \cdot w$$

$$m = 0,80 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

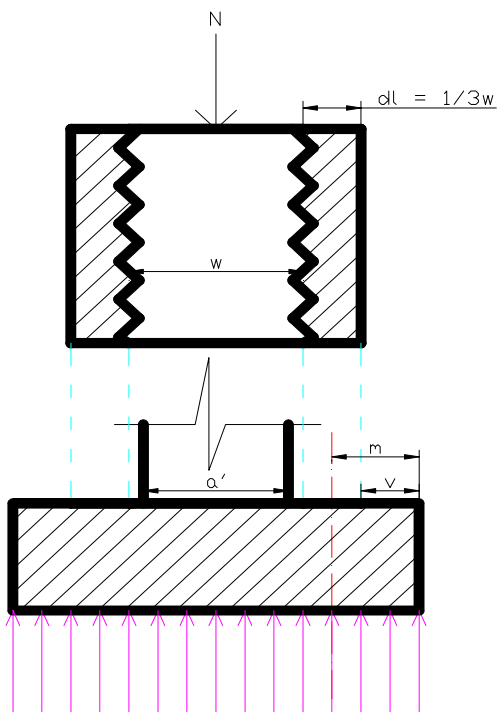
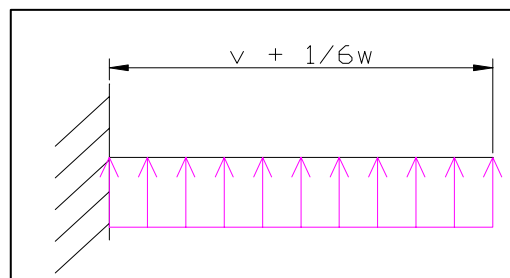


Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 196,75 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0409$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obté el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0430$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 766,26 kN

Mirant la Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

9ø16
961,4

Armat seleccionat: 9ø16

Àrea de l'armadura (cm²): 18,09

SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m		CUALQUIER TIPO DE ACERO								
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.7 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.8)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 5940 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 5,35 \text{ cm}^2$$



$$5\phi 12$$

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 9Ø16

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.8 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

9ø16

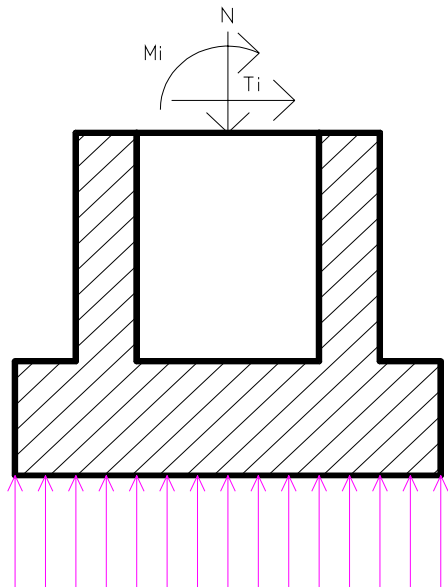
→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			
	9 1,6	d1=		14,4 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \grave{a} \text{rid}; \phi_{\text{barres}}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)			
	8 2,25 1,6	d2=		22,5 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubiment (cm)			
	2	d3=		4 cm

$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{ sabata}$

40,90	≤	220	HI HA ESPAI SUFICIENT
40,90	≤	220	HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 3 - Sabata amb collari lliu

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions).



$$\sigma_{td} = 279,47 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

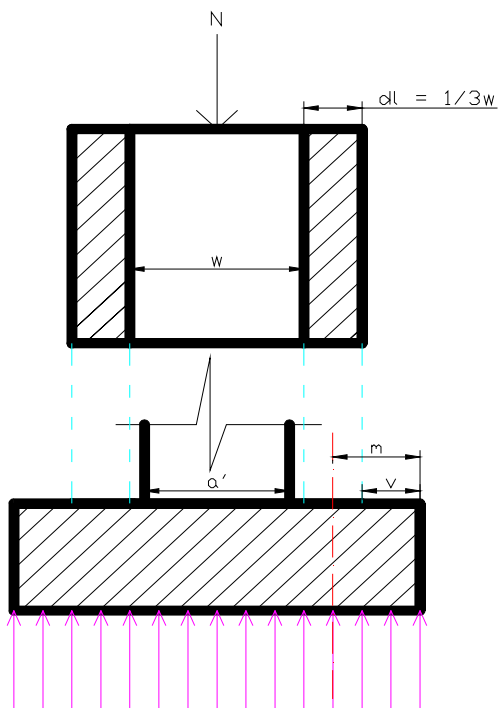
$$m = v + 1/6 * w$$

$$m = 0,80 \text{ m}$$

Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.



$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 196,75 \text{ mkN}$$

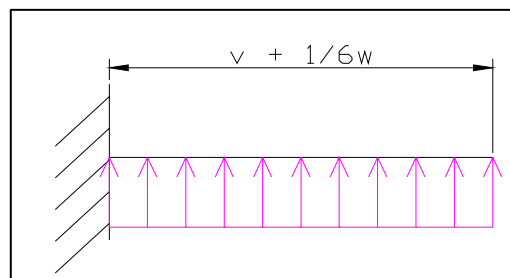


Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment

b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0409$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U= 930,20 kN

Mirant la Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

11ø16
961,4

Armat seleccionat: 11ø16

Àrea de l'armadura (cm²): 22,11

Taula 3.1.2.11 Taula de capacitats mecàniques en kN

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.12)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 5940 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 5,35 \text{ cm}^2$$



$$5\phi 12$$

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 11 ϕ 16

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.12 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

11ø16

→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$		
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)		
	11 1,6	d1=	17,6 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi_{\text{barres}}))$		
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)		
	10 2,25 1,6	d2=	28,125 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$		
	Recubiment (cm)		
	2	d3=	4 cm

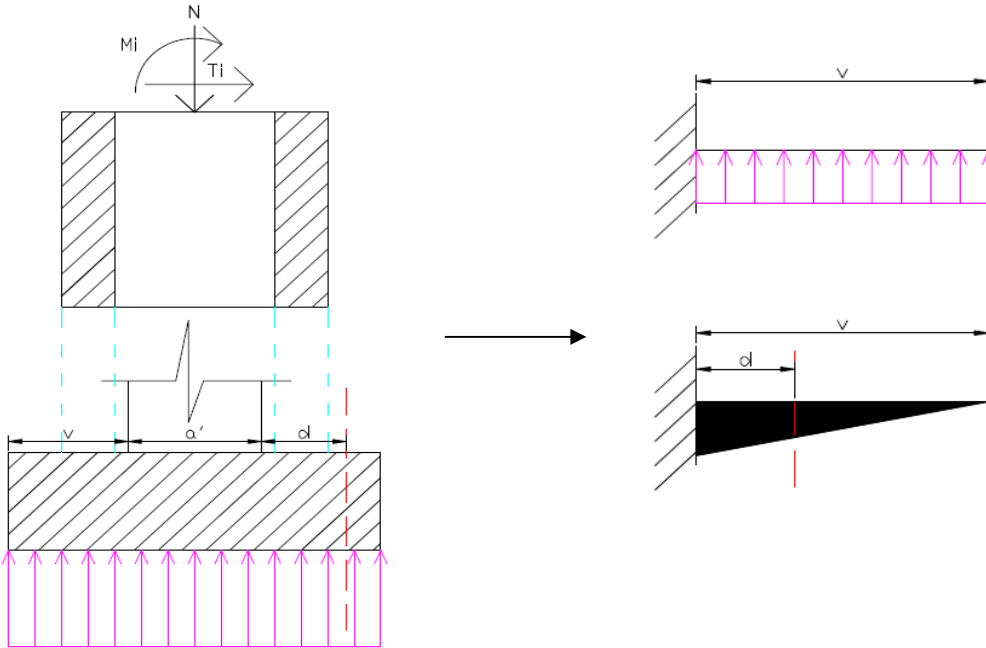
$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$

49,73	≤	220	HI HA ESPAI SUFICIENT
49,73	≤	220	HI HA ESPAI SUFICIENT

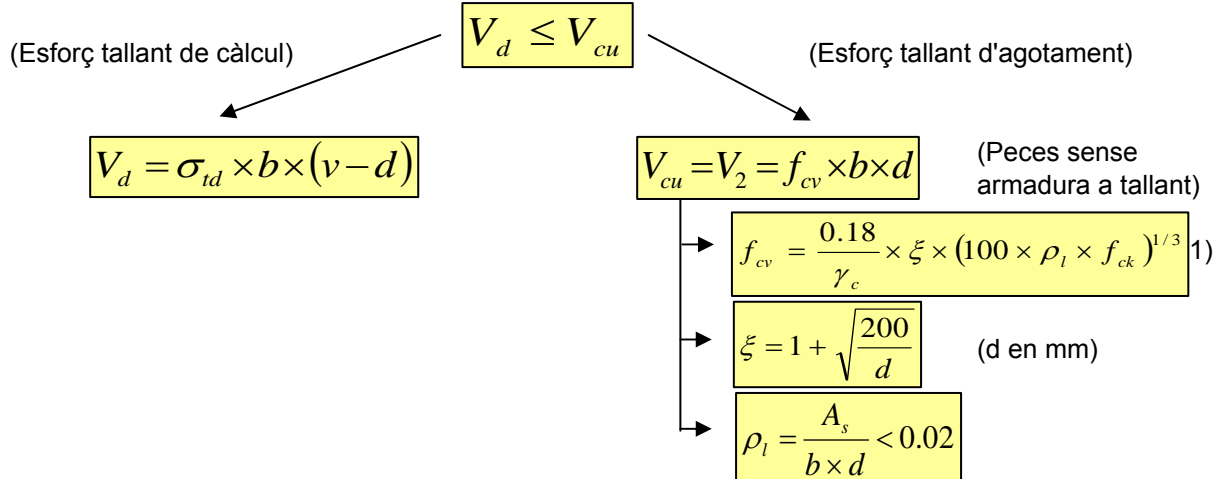
4. COMPROVACIONS DESPRÉS DE CALCULAR L'ARMAT

4.1 COMPROVACIÓ A TALLANT (Per sabates flexibles)

La comprovació a tallant es realitzarà a una secció situada a una distància igual al cantell útil d de la cara del pilar.



Cal que es compleixi que l'esforç tallant de càlcul V_d sigui inferior o igual a l'esforç tallant d'agotament V_{cu} :



Dades per calcular l'esforç tallant d'agotament:

f_{cv} = resistència convencional del formigó a tallant.

f_{ck} = resistència característica del formigó, en N/mm^2

ξ = coeficient que té en compte la influència del cantell útil a l'efecte de l'engranament dels àrids.

ρ_l = quantia geomètrica de l'armadura longitudinal de tracció, que possibilita la resistència per l'efecte arc i per l'efecte passador.

A_s = àrea de l'armadura longitudinal de tracció anclada a una distància igual o major que d a partir de la secció en la que es comprova el tallant.

(*) Aquesta fórmula s'ha extret de la nova norma EHE-08.

Pla X-X

$V_{d,x-x} = 264381,92 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 305168,32 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,28 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,51 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,86$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0027 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

(*2) Si l'acer és B400S la quantia geomètrica (ρ) queda limitada al valor 0,02, en canvi, si és B500S, el valor límit passa a ser 0,016(1,25 x ρ). Cal esmentar que la EHE-08 no distingeix entre els diferents tipus d'acer i posa com a límit el valor 0,02.

Pla Y-Y

$V_{d,x-x} = 264381,92 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 305168,32 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,28 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,51 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,86$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0027 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

Nota: La comprovació en sabates escalonades, és possible que s'hagi d'estudiar una altra secció.

Nota I: En el cas que no es compleixi la condició anterior, es pot col·locar armadura transversal en cada direcció, d'acord amb la teoria general de l'esforç tallant en peces lineals. No obstant, aquesta solució és antieconòmica, ja que, si és possible, és preferible augmentar el cantell de la sabata.

4.2 COMPROVACIÓ A PUNXONAMENT (Per sabates flexibles i en els calzes)

La superfície i el perímetre crític es representen a la Figura 4.2.1 Zona de punxonament, que segons la EHE el perímetre crític està situat a una distància $2d$ del contorn de l'àrea carregada (pilar), sent d el cantell útil de la sabata.

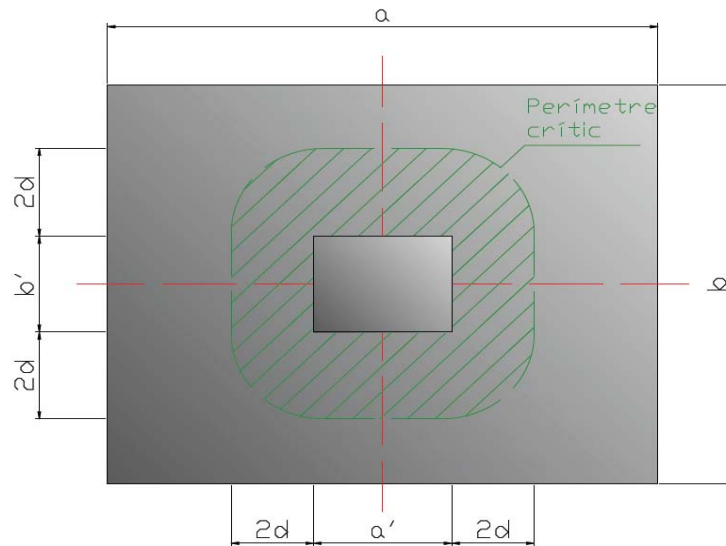
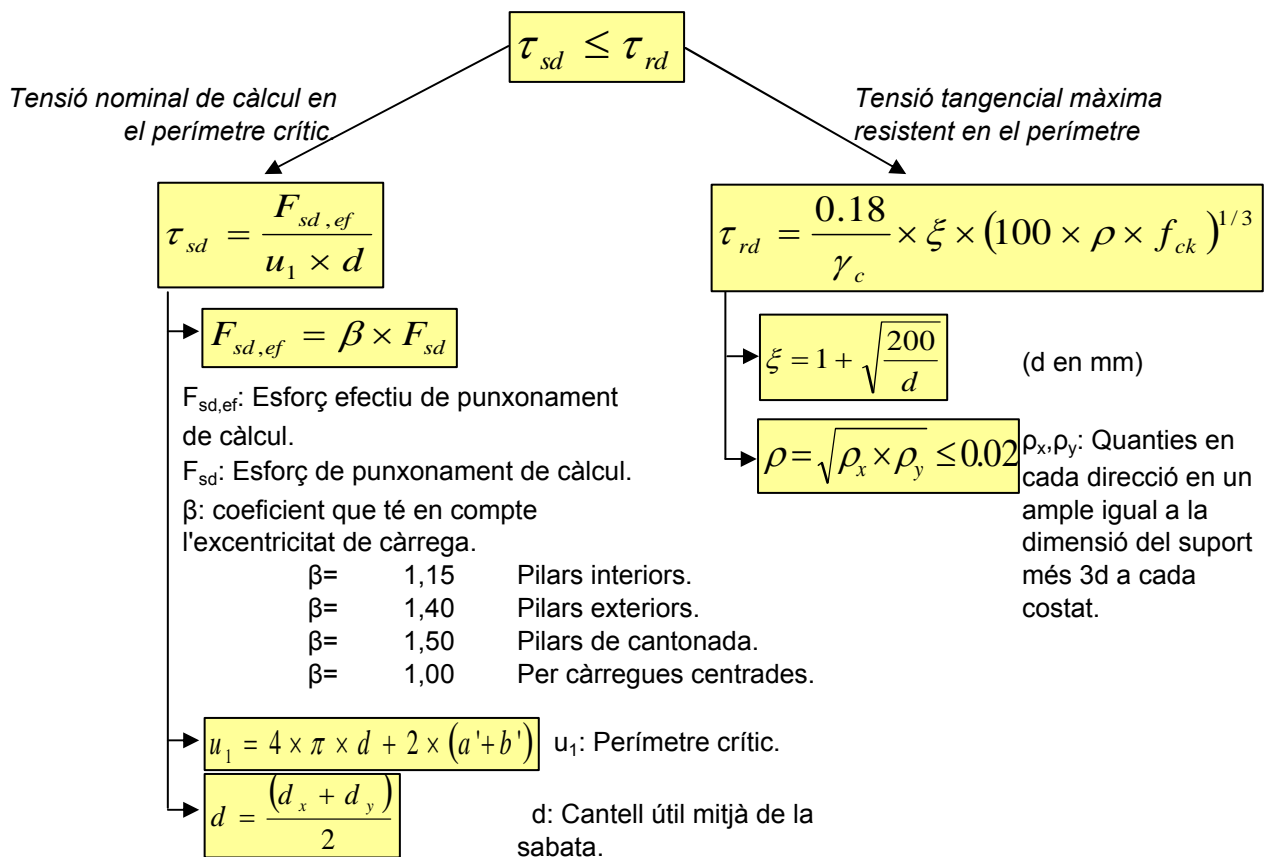


Figura 4.2.1 Zona de punxonament

Per tal que no sigui necessària l'armadura a punxonament cal que es compleixi la següent condició:



$T_{sd} = 0,74 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $F_{sd,ef} = 1071090,00 \text{ N}$ $\beta = 1,5$ $F_{sd} = 714060 \text{ N}$ $u_1 = 5392,92 \text{ mm}$ $d = 270 \text{ mm}$	\leq	$T_{rd} = 2,72 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $f_{cv} = f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 1,86$ $n^\circ \text{ de barres}_{x-x} = 8,00$ $\text{\`a area d'1 barra}_{x-x} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_x = 0,0027 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $n^\circ \text{ de barres}_{y-y} = 8,00$ $\text{\`a area d'1 barra}_{y-y} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_y = 0,0027 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $\rho = 0,0027 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEIX: NO \u00c9S NECESSARI L'ARMADURA A PUNXONAMENT

4. ANCLATGE DE LES ARMADURES

Les longituds d'anclatge a les sabates es comptaran a partir d'una distància d de la secció 1-1 (Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge)

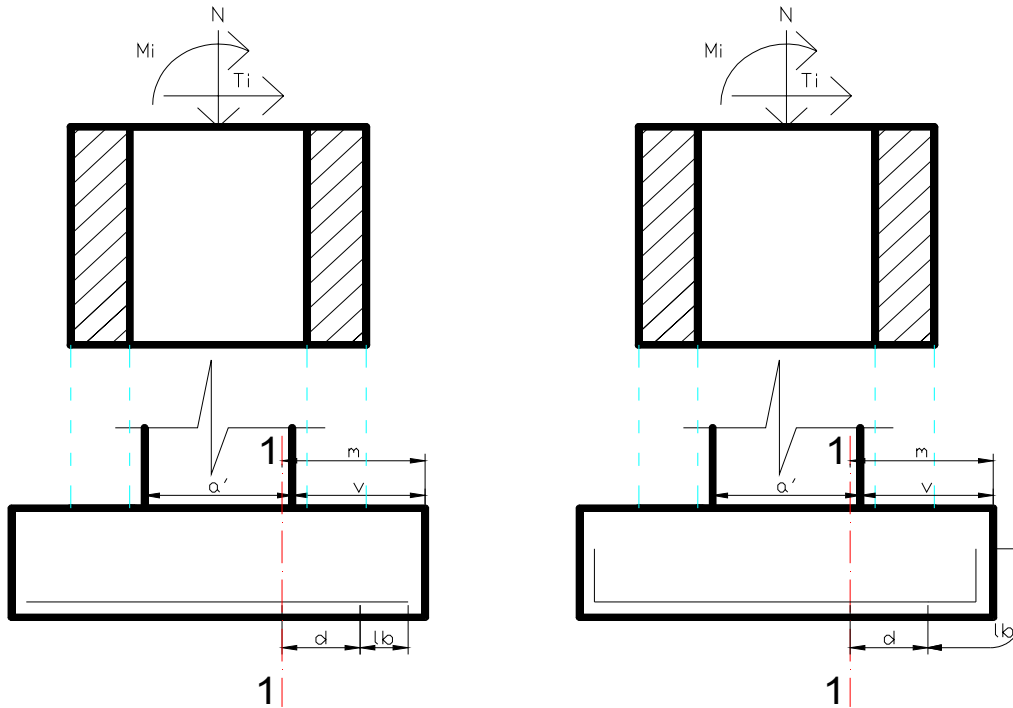


Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge

Dades de les barres i de l'anclatge:

a) Tipus d'adherència de la barra:

Posició I	Bona adherència	Posició I
	Mala adherència	Posició II

b) Tipus d'acabat de la barra:

Prolongació recta	Prolongació recta
	Patilla

c) Tipus de resistència del formigó:

45

d) Tipus d'acer:

B500S

e) Diàmetre (\emptyset) de la barra:

1,6

e) Mirar l'esquema (Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició) i introduir en el quadre gris la mX del cas que s'estar estudiant:

Introduir la "m" correcta:

m1

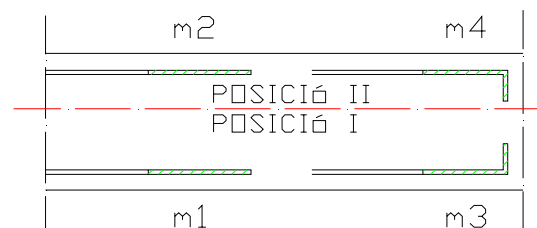


Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició

f) Mirar la taula (Taula 4.1 Valors de m) per trobar el valor de m en funció del tipus d'adherència, el tipus d'acabat, tipus de resistència del formigó i el tipus d'acer.

f _{ck}	B-400S				B-500S			
	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄
25	12	17	8	12	15	32	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	8	11	6	8	11	15	8	11
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Taula 4.1 Valors de "m"

Valor de "m": 11

g) Trobar el valor de la longitud bàsica d'ancoratge (l_b) a tracció, complint les següents condicions:

Posició I:

$$l_b = m_{1,3} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20;28.5} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

Posició II:

$$l_b = m_{2,4} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14;20} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

on:

f _{yk}	→	N/mm ²
ø	→	cm

B-400S	→	400 N/mm ²
B-500S	→	500 N/mm ²

Nota: Es limitarà la resistència característica de l'acer a 400 N/mm², encara que s'estigui utilitzant un acer tipus B-500S.

Si posició I i prolongació recta:

l _b =	28,16	cm
(f _{yk} /20)*ø=	32	No compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i prolongació recta:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	45,7142857	?
15cm=	15	?

Si posició I i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /20)*ø=	32	?
15cm=	15	?

Si posició II i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	45,7142857	?
15cm=	15	?

Introduir el valor de la longitud bàsica definitiva:

32

h) Trobar el valor de la longitud d'anclatge neta a tracció, per tal de poder reduir la longitud d'anclatge:

A la longitud bàsica s'han d'aplicar els següents factors de correcció:

1. Longitud d'ancoratge mínima:

- a. 15cm.
- b. 10∅.
- c. 1/3lb → per barres traccionades.
- d. 2/3lb → per barres comprimides.

15
16
10,67
21,33

Longitud mínima a complir: 10,67

- 2. En el cas que hi pugui haver efectes dinàmics (sisme), les longituds d'incrementaran en 10∅.
- 3. Si l'armadura real és superior a l'estrictament necessària, les longituds es poden reduir d'acord amb:

$$l_{b,net} = l_b \times \beta \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

On: lb = longitud bàsica d'ancoratge obtinguda a l'apartat g).

l_{b,net} = 31,17 cm

β = coeficient segons disposicions (forma) de l'ancoratge. (Veure Taula 4.2 Valors del factor de correcció β).

β = 1
 A_s = 17,62
 A_{s,real} = 18,09

A_s = àrea d'armadura necessària.

A_{s,real} = àrea d'armadura real que es col·locarà.

TIPUS	TRACCIÓ	COMPRESSIÓ
Prolongació recta	1	1
"Patilla"	0.7	1
Barra transversal soldada	0.7	0.7

Taula 4.2 Valors del factor de correcció β.

Nota: la longitud bàsica neta ha de complir les tres condicions de longituds d'ancoratge mínimes.

Nota: Per calcular la longitud bàsica i la longitud neta d'ancoratge a compressió es seguiran els mateixos criteris que per tracció. Només canviarà el factor de correcció per "patilla" per ser ineficaç.

Conceptes importants en el cas de sabates:

1) Tal i com explica Montoya a la pàgina 511 del seu llibre de "Hormigón Armado", si no és necessari el doblegat de les armadures, aquestes es prolongaran fins a l'extrem de la sabata deixant el recobriment

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.1 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE RUGOSA

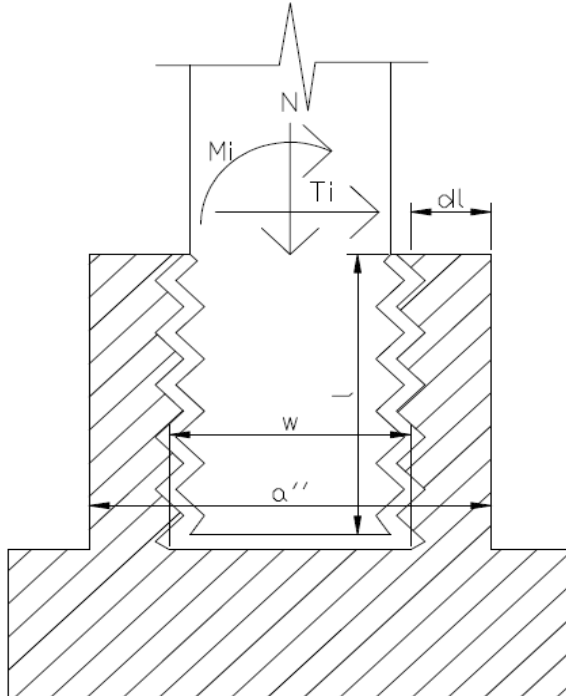


Figura 5.1.1 Esquema sabata amb collarí de superfície rugosa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,6 \text{ m}$$

$$dl = 0,1 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$\frac{M}{N \times a'} \leq 0,15 \longrightarrow l \geq 1,2 \times a'$$

$$\frac{M}{N \times a'} = 2,00 \longrightarrow l \geq 2,0 \times a'$$

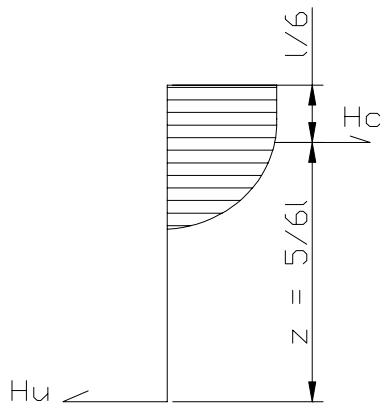
Direcció X		Direcció Y	
Mx=	68,05 m kN	My=	111,28 m kN
N=	714,06 kN	N=	714,06 kN
Tx=	29,71 kN	Ty=	15,54 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
Relació:	0,19	Relació:	0,31
long.mínima:	0,60 m	long.mínima:	0,60 m

$$\text{long.mínima} = 0,60 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:



$$H_o = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{6}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{o_x} = 144,53 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{o_y} = 196,70 \text{ kN}$

$$H_u = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{1}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{u_x} = 114,82 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{u_y} = 196,70 \text{ kN}$

Figura 5.1.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

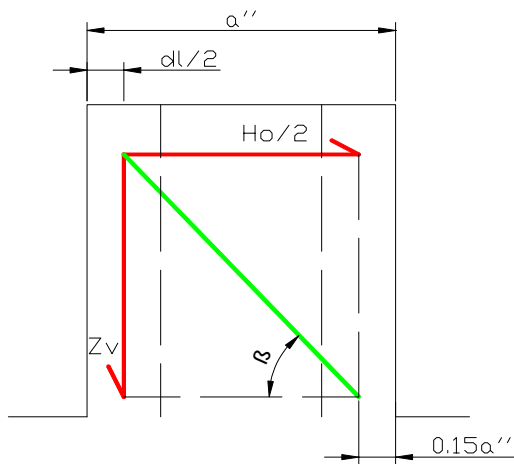
Direcció X		Direcció Y	
Uo=	72,27 kN	Uo=	98,35 kN
	1ø16 c/5		1ø16 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.1.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = \frac{71,69 \text{ kN}}{2\phi 12}$$

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = \frac{97,57 \text{ kN}}{2\phi 12}$$

Figura 5.1.3 Representació mètode bieles i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.2 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE LLISA

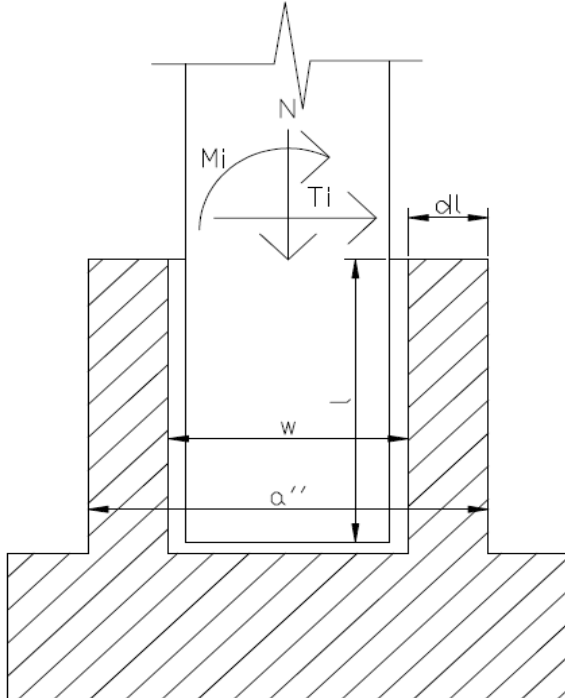


Figura 5.2.1 Esquema sabata amb collarí de superfície llisa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,6 \text{ m}$$

$$dl = 0,1 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$l \geq 1,4 \times a'$$

Nota: Segons la EHE-08 la longitud mínima d'encastament seria $1,2a''$.

Direcció X		Direcció Y	
Mx=	68,05 m kN	My=	111,28 m kN
N=	714,06 kN	N=	714,06 kN
Tx=	29,71 kN	Ty=	15,54 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
long.mínima:	0,70 m	long.mínima:	0,70 m

$$\text{long.mínima} = 0,70 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:

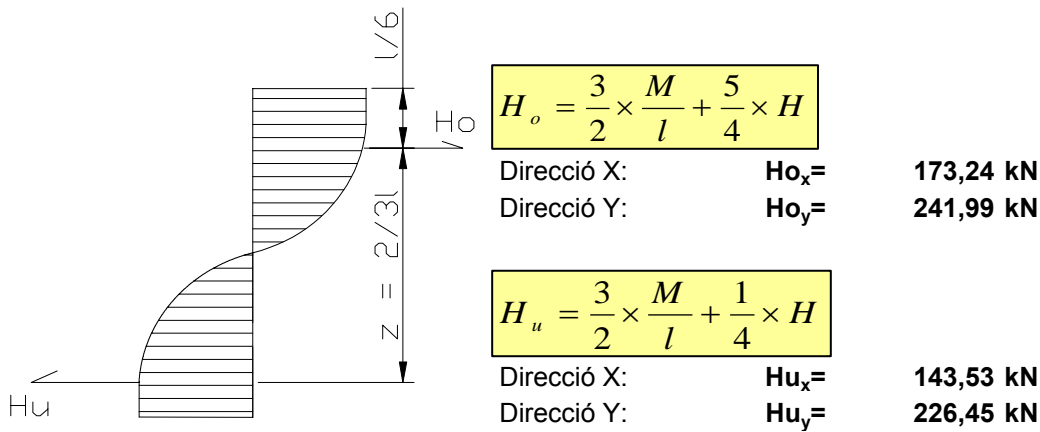


Figura 5.2.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força Ho a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $Ho/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

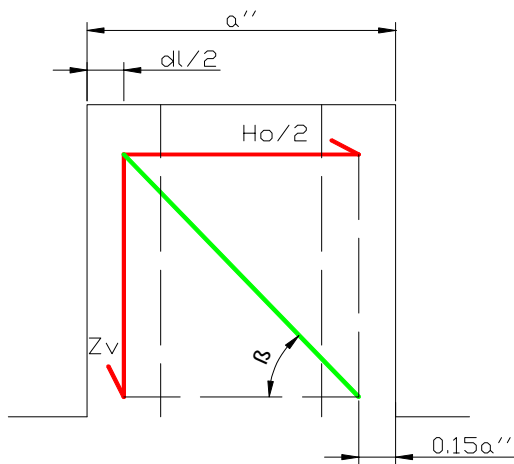
	Direcció X		Direcció Y
Uo=	86,62 kN	Uo=	120,99 kN
	1ø16 c/5		1ø16 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.2.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = 85,93 \text{ kN}$$

2ø16

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = 120,03 \text{ kN}$$

2ø16

Figura 5.2.3 Representació mètode bigues i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

CÀLCUL DE SABATES PREFABRICADES

DADES:

Tipus de sabata:	Sabata armada	
	Sabata amb collarí rugós	
Tipus de pilar:	Pilar de formigó	
Tipus de formigó (fck):	HA-45	45 N/mm ²
Tipus d'acer (fyk):	B500S	500 N/mm ²
Tamany màxim del granulat (TM):		18 mm
Consistència (C):		F - Fluïda
Ambient (A):		Ila

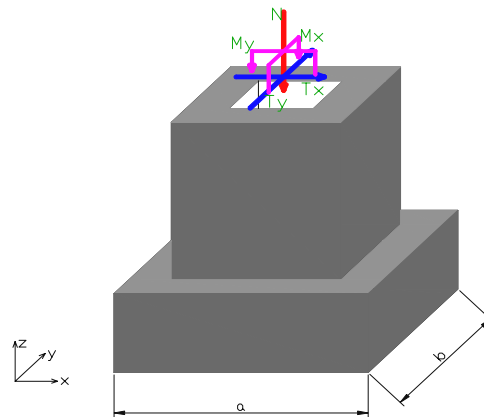
Sol·licitacions a la base del pilar:

E.L.S:

T _x (F _x):	2,46 kN
T _y (F _y):	36,44 kN
N (F _z):	1030,99 kN
M _x :	63,68 mkN
M _y :	8,38 mkN
M _z :	0,16 mkN

E.L.U:

T _{x_d} (F _{x_d}):	3,79 kN
T _{y_d} (F _{y_d}):	52,2 kN
N _d (F _{z_d}):	1425,72 kN
M _{x_d} :	93,2 mkN
M _{y_d} :	12,78 mkN
M _{z_d} :	0,11 mkN



Pes propi del pilar (Tram encastat) (P_o): 4,6875 kN

Longitud d'encastament (l): 0,75 m
 Dimensió del pilar (a'): 0,5 m
 Dimensió del pilar (b'): 0,5 m
 Pes específic del formigó: 25 kN/m³

Pes propi de la sabata (P_s): 37 kN

Alçada de la sabata (h_o): 0,3 m
 Alçada de la sabata total (h): 1,15 m
 Dimensió de la sabata (a): 2,6 m
 Dimensió de la sabata (b): 2,6 m
 Pes específic del formigó (γ_h): 25 kN/m³

Pes propi del terreny (P_t): 227,6092 kN

Pes específic del terreny (γ_t): 25,9 kN/m³
 Alçada de terres (H): 1,3 m

Dades geomètriques del collarí:

Espessor de la paret (dI):	0,18 m
Menor dimensió del forat (w):	0,7 m
Dimensió exterior del collarí (a''):	1,165 m

Coeficients per les comprovacions:

Coeficient de seguretat al bolc (γ_1):	1,5
Coeficient de seguretat al lliscament (γ_2):	1,5

Dades del geotècnic:

Angle de fregament intern (θ) en graus:	27,4
Angle de fregament intern (θ) en radians:	0,48
Valor de la cohesió (c):	29 kN/m ²
Tensió admissible (σ_{adm}):	200 kN/m ²

1. TIPUS I GEOMETRIA DE LA SABATA:

1.1 TIPUS DE SABATA:

Vol màxim de la sabata (V):

0,7

Alçada màxima de la sabata (H):

0,25

La sabata estudiada és

FLEXIBLE

1.2 RECOBRIMENT DE LA SABATA:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

r_{min} = recobriment mínima en mm, segons la classe d'exposició ambiental (Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II). Aquesta taula s'ha extret de la instrucció espanyola EHE-08 (Taula 37.2.4.1.a)

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _v) (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II

Ambient (A):	IIa
fck (N/mm ²) =	45
t _g =	100

$$r_{min} = 20 \text{ mm}$$

El recobriment mínim ha de complir:

$$\geq \begin{cases} \varnothing \text{barra (armadura principal)} \\ 0,8 \cdot TM \text{ (tamany de l'àrid)} \end{cases} \begin{matrix} \text{Complex} \\ \text{Complex} \end{matrix}$$

Δr = Marge de recobriment segons el nivell de control d'execució.

$$\Delta r = \begin{cases} 0 \text{ mm (en prefabricació)} \\ 5 \text{ mm (in situ/control intens)} \\ 10 \text{ mm (resta de casos)} \end{cases}$$

$$\Delta r = 0 \text{ mm}$$

Prefabricació

$$r_{nom} = 2 \text{ cm}$$

2. COMPROVACIONS A REALITZAR:

2.1 COMPROVACIÓ AL BOLC:

Cal realitzar la comprovació al bolc, sempre que existeixin moments i tallants de certa importància. La condició que s'ha de complir és que els moments estabilitzadors (M1) siguin superiors als moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

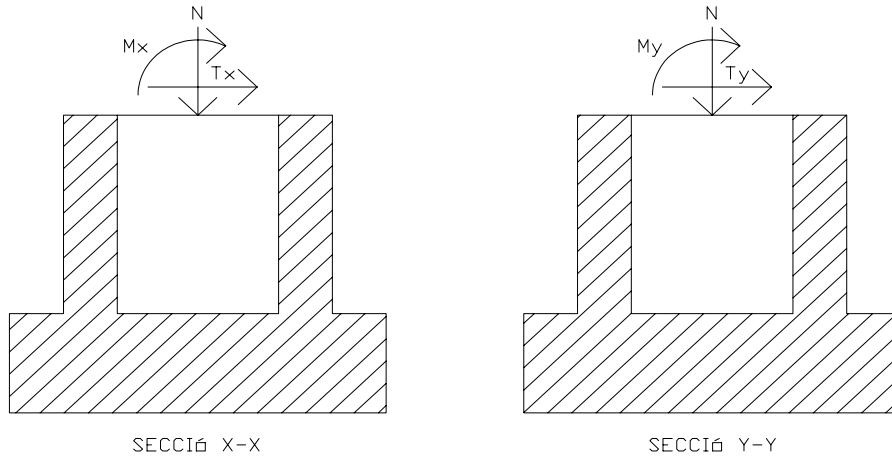


Figura 2.1.1 Representació de les forces i moments a les dos direccions

SECCIÓ X-X:

Moments estabilitzadors (M1) \geq Moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right) \geq (M_x + T_x \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_x + T_x \times h)} \geq \gamma_1$$

$$20,97 \geq 1,5$$

COMPLEX

SECCIÓ Y-Y:

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right) \geq (M_y + T_y \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_y + T_y \times h)} \geq \gamma_1$$

$$27,73 \geq 1,5$$

COMPLEX

2.2 COMPROVACIÓ AL LLISCAMENT:

La comprovació al lliscament s'efectuarà en el cas de sabates no travades (Figura 2.2.1 Sabates arisotrades), sotmeses a accions horitzontals cal comprovar-se la seguretat al lliscament. No obstant, si existeix travament (Figura 2.2.2 Sabates travades), es pot prescindir d'aquesta comprovació.

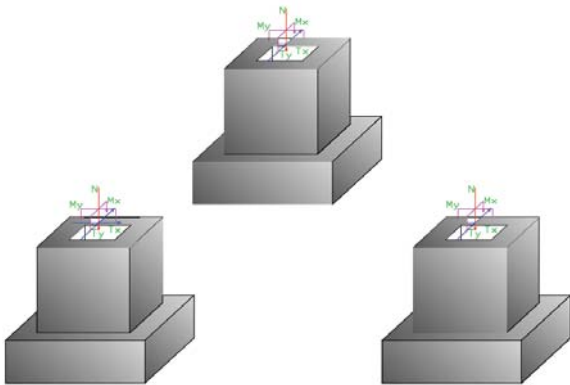


Figura 2.2.1 Sabates no travades

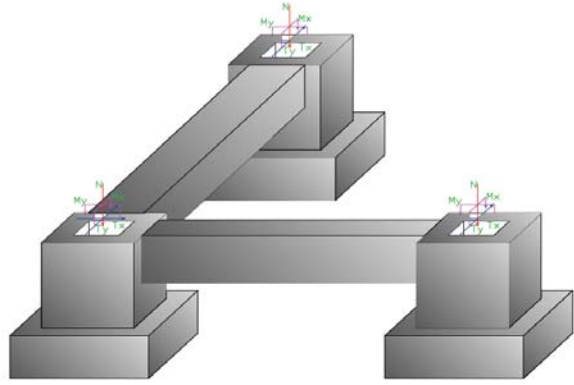


Figura 2.2.2 Sabates travades

Per aplicar la formulació correcta cal saber si el sòl és cohesiu, com en el cas de les argiles, o bé, no cohesiu, com en el cas de les sorres.

Sòl sense cohesió (sorres):

Sòl cohesiu (argiles):

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \text{tg} \theta_{2/3}}{V} \geq \gamma_2$$

$$\frac{A \times c_{1/2}}{V} \geq \gamma_2$$

9,69 ≥ 1,5

2,68 ≥ 1,5

Fórmula no vàlida per aquest cas!

COMPLEIX

2.3 COMPROVACIÓ A L'ENFONSAMENT I DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

2.3.1. CÀLCUL DE LES EXCENTRICITATS

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_x = \frac{(M_y + T_x \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_x : 0,01

$$\eta_x = \frac{e_x}{a}$$

η_x : 0,003

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_y = \frac{(M_x + T_y \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_y : 0,08

$$\eta_y = \frac{e_y}{b}$$

η_y : 0,031

Nota: Com esmenta Montoya en el llibre "Hormigón Armado" a la pàgina 491, per la comprovació de pressions sobre la base de la cimentació s'exclou el pes del sol, ja que el sòl de la base estava abans d'efectuar l'excavació. en equilibri amb tal pes.

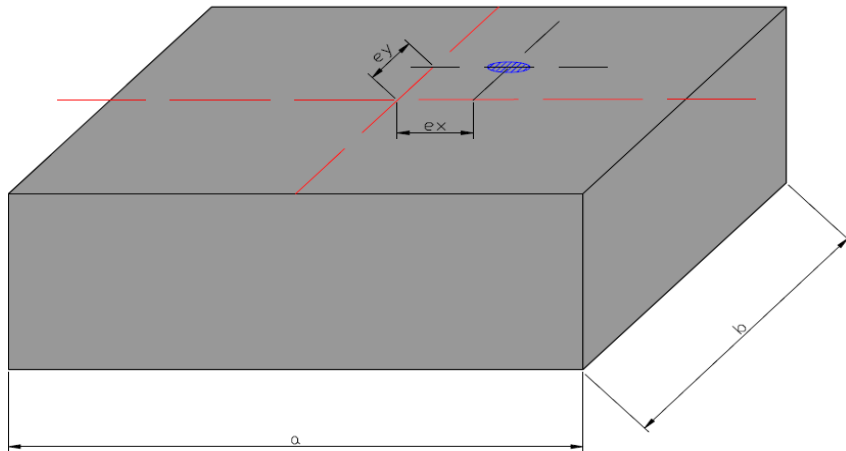


Figura 2.3.1.1 Representació de les excentricitats a cada direcció

L'objectiu és convertir les diferents forces i moments en una sola força vertical puntual a una certa distància de l'eix x i de l'eix y, tal i com s'indica en els esquemes següents:

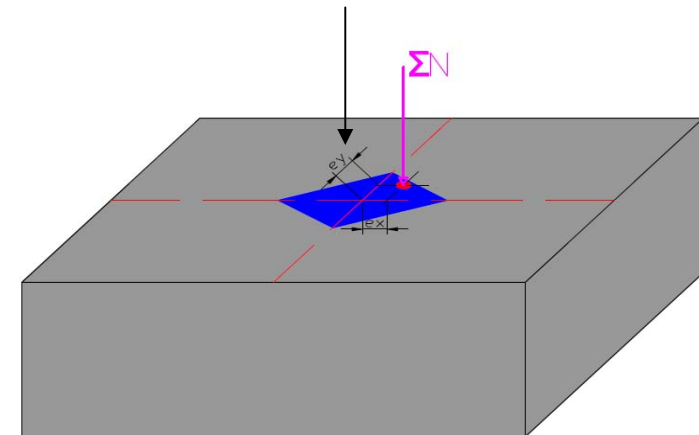
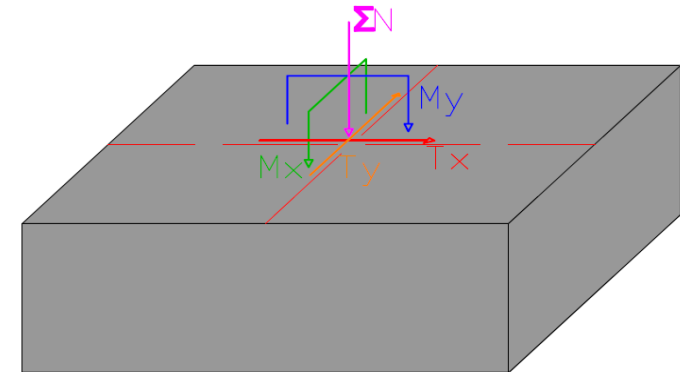


Figura 2.3.1.2 Conversió de forces i moments a una puntual

2.3.2. CÀLCUL DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

Em trobo davant del cas més general de resultant excèntrica ambdues direccions. Per considerar que les excentricitats relatives són reduïdes, cal complir la següent condició:

Segons J. Calavera i Montoya:

Si totes les pressions sobre el sòl són de compressió o nul·les, la distribució segueix la Llei de Navier:

$$\sigma = \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_x \pm 6 \times \eta_y)$$

$\sigma_{\max}(\text{kN/m}^2)$:	191,57	$\eta_x + \eta_y +$
$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$:	132,10	$\eta_x + \eta_y -$
$\sigma_3(\text{kN/m}^2)$:	185,26	$\eta_x - \eta_y +$
$\sigma_{\min}(\text{kN/m}^2)$:	125,79	$\eta_x - \eta_y -$

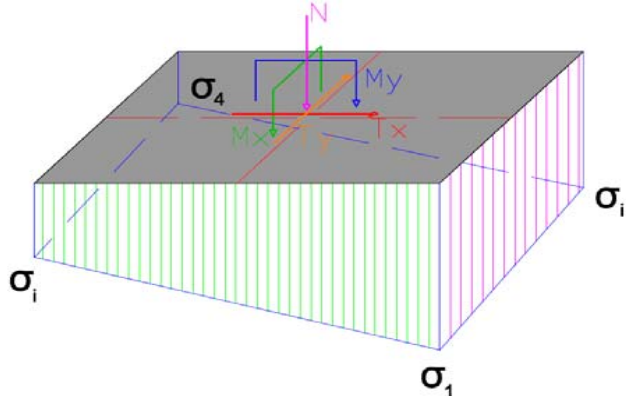


Figura 2.3.2.1 Representació de la pressió

$$\eta_x + \eta_y \leq 1/6$$

$$0,03 \leq 0,167$$

Si compleix: **COMPLEIX** Si no compleix: ---

Tant si compleix com si no:

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

a) Valors d'entrada a l'àbac:

η_x :	0,003
η_y :	0,031

b) Mirar en quin cas de l'àbac m'ubico i trobar el valor de k (Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG):

CAS:	CAS 1
k=	1,2

c) Fórmula per obtenir el valor de la pressió

$$\sigma_{t, \max} = k \times \frac{N}{(a \times b)}$$

$\sigma_{t, \max}$:	190,42	kN/m^2
----------------------	--------	-----------------

Segons Montoya, mitjançant taules:

Cal que es compleix la següent condició:

$$\eta_x + \eta_y < 1/3$$

a) Valors d'entrada a les taules (Figura 2.3.2.2a, 2b, 2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA):

$100\eta_1 =$	3,12	$\eta_1 = \max(\eta_x, \eta_y)$
$100\eta_2 =$	0,33	$\eta_2 = \min(\eta_x, \eta_y)$

b) Valors extrets de les taules:

$\alpha_1 =$	0
$\alpha_2 =$	0
$\alpha_3 =$	0

c) Aplicar fórmules:

$$\sigma_1 = \frac{100}{\alpha_1} \times \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \quad \sigma_1 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \times \sigma_1 \quad \sigma_2 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_3 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3 - \sigma_1 \quad \sigma_4 = \#j \text{DIV}/0!$$

2.3.2.1. ÀBAC DE TENG DE J.CALAVERA

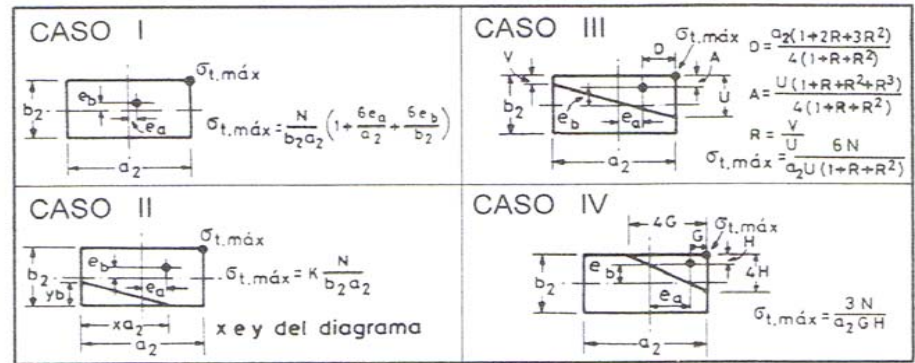
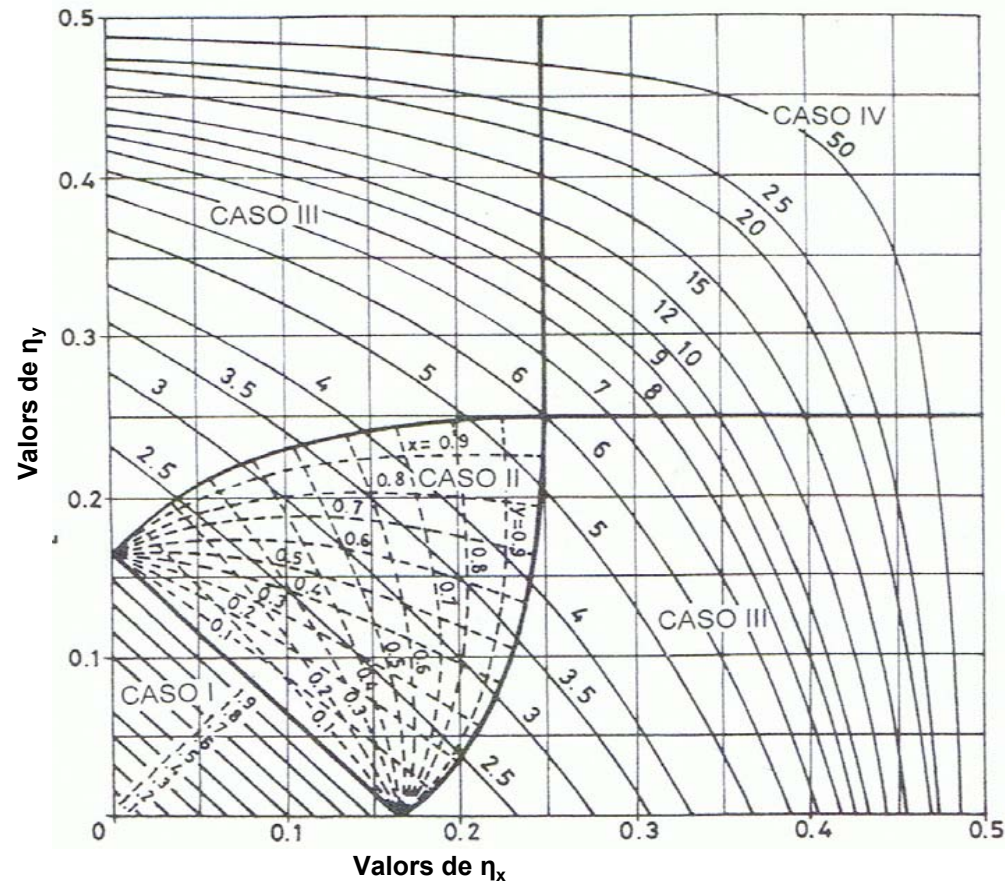


Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG

2.3.2.2. TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA DE MONTROYA

A) Taula per trobar el valor de $10\alpha_1$:

		PRESIÓN MÁXIMA EN ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA VALORES DEL COEFICIENTE $10-\alpha_1$																															
$100 \eta_1$	$100 \eta_2$																																
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
0	1000																																
1	943	893																															
2	893	847	807																														
3	847	807	769	736																													
4	806	769	735	704	676																												
5	769	735	704	675	649	625																											
6	735	704	675	649	625	602	581																										
7	704	676	649	625	602	581	562	543																									
8	676	649	625	602	581	562	543	526	510																								
9	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481																							
10	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454																						
11	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428																					
12	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404																				
13	562	543	526	510	495	481	467	453	441	428	416	404	392	380	369	358																	
14	543	526	510	495	481	467	453	440	428	416	404	392	380	369	358																		
15	526	510	495	481	467	453	440	428	415	403	392	380	369	358	347	337																	
16	510	495	481	467	453	440	427	415	403	391	380	369	358	347	337	326	316																
17	495	480	466	453	440	427	415	402	391	379	368	357	347	336	326	316	306	296															
18	480	466	452	439	426	414	402	390	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277														
19	465	451	438	425	413	401	389	378	367	356	345	335	325	315	305	296	286	277	268	259													
20	450	437	424	412	400	388	377	366	355	344	334	324	314	304	295	286	277	268	259	250	242												
21	435	422	410	398	386	375	364	353	343	333	323	313	303	294	285	276	267	258	250	241	233	225											
22	420	408	396	384	373	362	351	341	331	321	312	302	293	284	275	266	258	249	241	233	225	217	209										
23	405	393	382	370	360	349	339	329	319	310	300	291	283	274	265	257	249	240	232	225	217	209	202	195									
24	390	378	367	357	346	336	326	317	307	298	289	281	272	264	255	247	239	231	224	216	209	202	194	187	180								
25	375	364	353	343	333	323	314	305	296	287	278	270	262	254	246	238	230	223	215	208	201	194	187	180	173	167							
26	360	349	339	329	320	310	301	292	284	275	267	259	251	243	236	228	221	214	207	200	193	186	179	173	166	160	154						
27	345	335	325	316	306	297	289	280	272	264	256	248	241	233	226	219	212	205	198	191	185	178	172	166	159	153	147	141					
28	330	320	311	302	293	285	276	268	260	252	245	237	230	223	216	209	202	196	189	183	177	171	164	158	153	147	141	135	129				
29	315	306	297	288	280	272	264	256	248	241	234	227	220	213	206	200	193	187	181	175	169	163	157	151	146	140	134	129	123	118			
30	300	291	283	274	266	259	251	244	237	229	223	216	209	203	196	190	184	178	172	166	161	155	149	144	139	133	128	123	117	112	107		
31	285	277	268	261	253	246	239	232	225	218	211	205	199	193	187	181	175	169	163	158	153	147	142	137	132	127	122	117	111	106	101		
32	270	262	254	247	240	233	226	219	213	207	200	194	188	183	177	171	166	160	155	150	145	140	135	130	125	120	115	110	106	101			
33	255	247	240	233	226	220	213	207	201	195	189	183	178	172	167	162	156	151	146	141	137	132	127	122	118	113	109	104					
34	240	233	226	220	213	207	201	195	189	184	178	173	167	162	157	152	147	142	138	133	128	124	120	115	111	107	102						
35	225	218	212	206	200	194	188	183	177	172	167	162	157	152	147	143	138	134	129	125	120	116	112	108	104	100							
36	210	204	198	192	187	181	176	171	166	161	156	151	146	142	138	133	129	125	120	116	112	109	105	101									
37	195	189	184	178	173	168	163	158	154	149	145	140	136	132	128	124	120	116	112	108	104	101											
38	180	175	170	165	160	155	151	146	142	138	134	130	126	122	118	114	110	107	103														
39	165	160	155	151	147	142	138	134	130	126	122	119	115	112	108	105	101																
40	150	146	141	137	133	129	126	122	118	115	111	108	105	101																			
41	135	131	127	123	120	116	113	110	106	103	100																						
42	120	116	113	110	107	103	100																										
43	105	102																															

Nota: La tabla ofrece valores de $10-\alpha$, en vez de valores de α , por razones tipográficas (economía de espacio)

Figura 2.3.2.2a TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

B) Taula per trobar el valor de α_2 :

**PRESIONES EN ESQUINAS DE ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA
BIEXCÉNTRICA. VALORES DEL COEFICIENTE α_2**

100 η_1	100 η_2																																	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
0	100																																	
1	100	89																																
2	100	90	81																															
3	100	90	82	74																														
4	100	91	82	75	68																													
5	100	91	83	76	69	62																												
6	100	92	84	77	70	64	58																											
7	100	92	84	77	71	65	60	54																										
8	100	92	85	78	72	66	61	56	51																									
9	100	92	85	79	73	67	62	57	52	48																								
10	100	93	86	80	74	68	63	58	54	50	45																							
11	100	93	87	80	75	69	64	60	55	51	47	43																						
12	100	93	87	81	75	70	65	61	56	52	48	44	40																					
13	100	93	87	82	76	71	66	62	57	53	49	45	41	37																				
14	100	94	88	82	77	72	67	62	58	54	50	46	42	38	35																			
15	100	94	88	83	77	72	68	63	59	55	50	47	43	39	35	32																		
16	100	94	88	83	78	73	68	64	59	55	51	47	43	40	36	33	29																	
17	100	94	89	83	78	73	69	64	60	56	52	48	44	40	37	33	30	26																
18	100	94	89	83	78	74	69	64	60	56	52	48	44	41	37	34	30	27	23															
19	100	94	89	83	78	74	69	65	60	56	52	48	45	41	38	34	31	27	24	20														
20	100	94	89	83	79	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	27	24	21	17													
21	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	28	24	21	18	14												
22	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	24	21	18	14	11											
23	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	7										
24	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4									
25	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0								
26	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4							
27	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9						
28	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14					
29	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19				
30	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24			
31	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29		
32	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29	-34	
33	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9						
34	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4							
35	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4							
36	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8										
37	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14												
38	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25															
39	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31																	
40	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42																				
41	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53																							
42	100	94	89	83	78	74	69																											
43	100	94																																

Figura 2.3.2b TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

En tots els casos cal complir la següent condició:

$$\sigma_i \leq 1.25 \times \sigma_{adm}$$

Per excentricitats petites:

1) Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{\max}: \quad \mathbf{191,57} \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans o/i petites:

1) Segons J. Calavera:

$$\sigma_{t,\max}: \quad \mathbf{190,42} \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans:

1) Segons Montoya:

$$\sigma_1: \quad \mathbf{\#DIV/0!} \quad \text{kN/m}^2$$

No correspon...

2.3.3. DISTRIBUCIÓ DE LES TENSIONS:

Si ens trobem en el cas d'excentricitats petites (es segueix la Llei de Navier) o bé en el CAS 1 de J. Calavera, la distribució és relativament uniforme. Adoptant aquesta solució conservadora, s'utilitzarà aquesta tensió $\sigma_{t,\max}$ per calcular l'armadura que es necessitarà per la sabata.

3. CÀLCUL DE L'ARMADURA

Per calcular l'armadura es seguirà el mètode de bieles i tirants en el cas de ser una sabata rígida i la teoria de flexió, per les sabates flexibles.

Després de saber el mètode de càlcul, segons la geometria de la sabata: sabata simple, sabata amb collarí rugós i sabata amb collarí llis, s'haurà de seguir el CAS 1, el CAS 2 o el CAS 3, respectivament.

Quin mètode s'ha de seguir?

TEORIA DE FLEXIÓ

En quin cas ens trobem segons la geometria de la sabata?

CAS 2

3.1 CÀLCUL A FLEXIÓ. DIMENSIONAMENT DE L'ARMADURA PRINCIPAL

Per poder aplicar l'equació de la flexió composta, la càrrega ha d'ubicar-se dintre del nucli central d'inèrcia (àrea blava) (Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega):

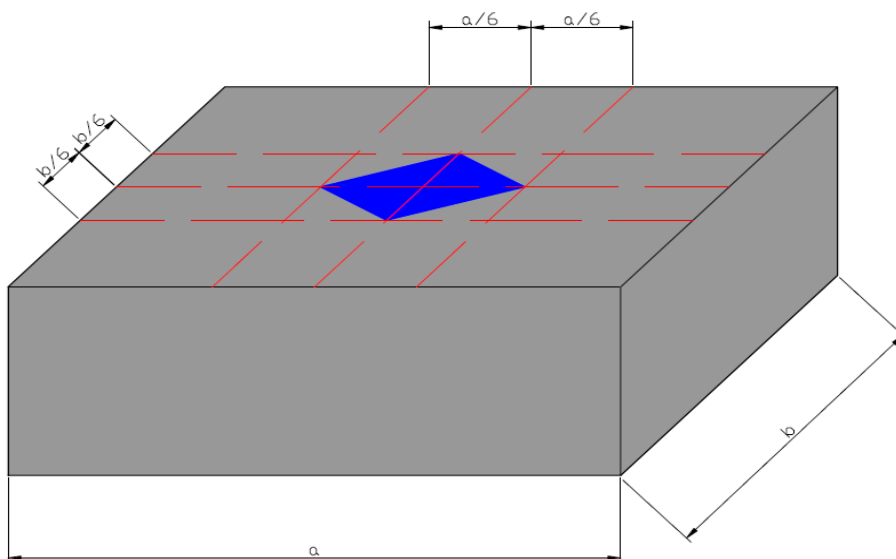


Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega

3.1.1 CÀLCUL DE LA TENSIÓ MÀXIMA:

3.1.1.1 Excentricitats per les accions majorades:

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_{xd} = \frac{(M_{yd} + T_{xd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{xd} : 0,01

$$\eta_{xd} = \frac{e_{xd}}{a}$$

η_{xd} : 0,004

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_{yd} = \frac{(M_{xd} + T_{yd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{yd} : 0,08

$$\eta_{yd} = \frac{e_{yd}}{b}$$

η_{yd} : 0,031

3.1.1.2 Tensió màxima per les accions majorades:

Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{d,max} = \left(\frac{N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td}}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_{kd} \pm 6 \times \eta_{yd})$$

$\sigma_{d,max}$ 266,16 kN/m²

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

$$\sigma_{td,max} = k \times \frac{N_d}{(a \times b)}$$

$\sigma_{td,max}$: 263,08 kN/m²

3.1.2 CÀLCUL DE L'ARMADURA QUE PORTARÀ LA SABATA

CAS 1 - Sabata simple

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions).

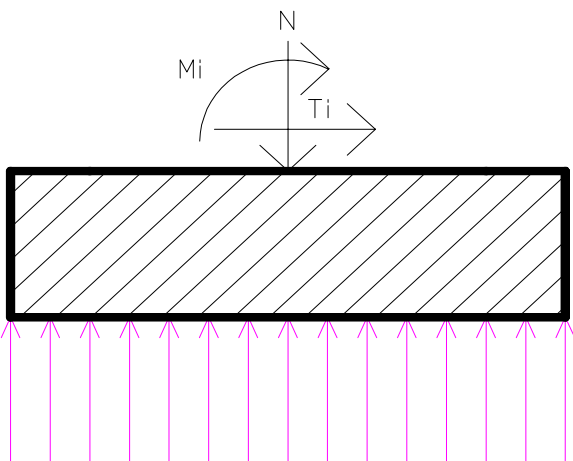


Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = \frac{266,16 \text{ kN/m}^2}{0,7 \text{ m}} \quad (\text{Tensió majorada})$$

a) Per pilars de formigó:

$$m = v + 0,15 \cdot a'$$

$$m = 0,775 \text{ m}$$

b) Per pilars de "ladrillo" o mamposteria:

$$m = v + 0,25 \cdot a'$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

c) Per pilars de metàl.lic amb placa:

$$m = v + (a-c) / 4$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènsula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

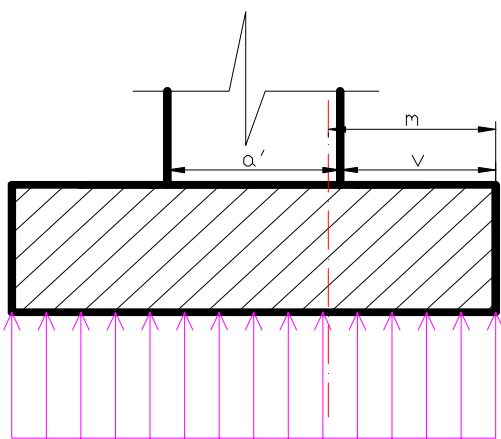
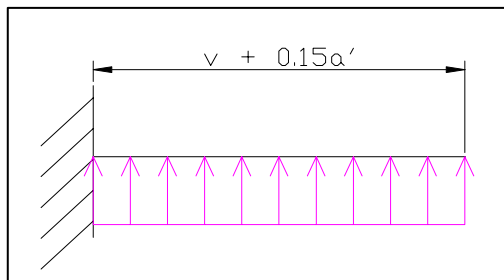


Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times (v + 0.15 \times a')^2$$

$$M_{ad} = 207,82 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0365$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 1099,33 kN

Mirant la Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:



Armat seleccionat:

Àrea de l'armadura (cm²):



SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m										
CUALQUIER TIPO DE ACERO										
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.3 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.4)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

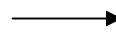
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 7020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 6,32 \text{ cm}^2$$



Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

No compleix, per tant, finalment, es col.locarà l'armadura en funció de l'armadura mínima necessària per complir la quantia geomètrica mínima que es requereix per complir la normativa EHE-08.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 0

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

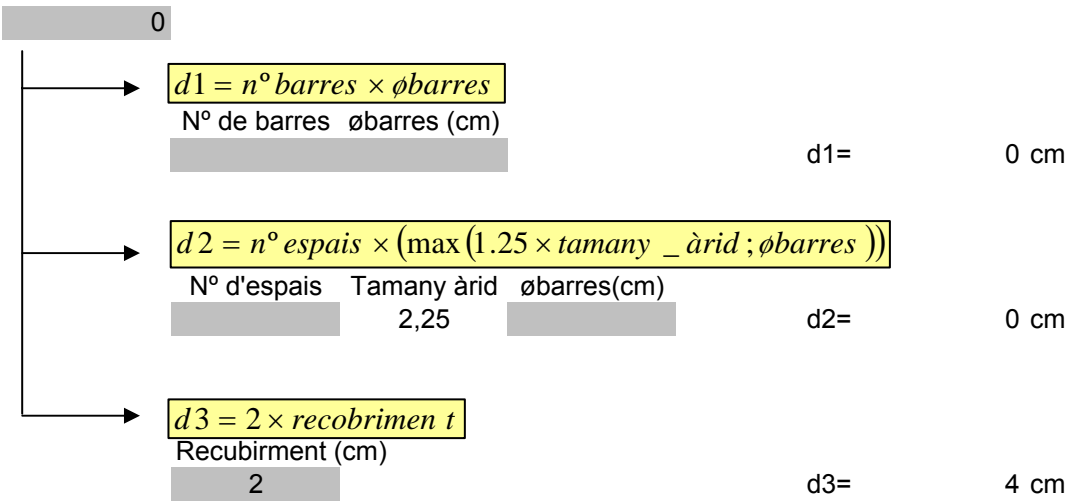
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.4 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:



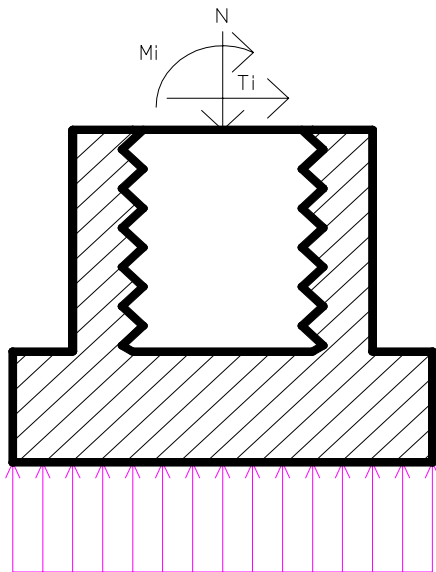
$$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$$

4,00 \leq **260**
4,00 \leq **260**

HI HA ESPAI SUFICIENT
 HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 2 - Sabata amb collari rugós

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions).



$$\sigma_{td} = 266,16 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

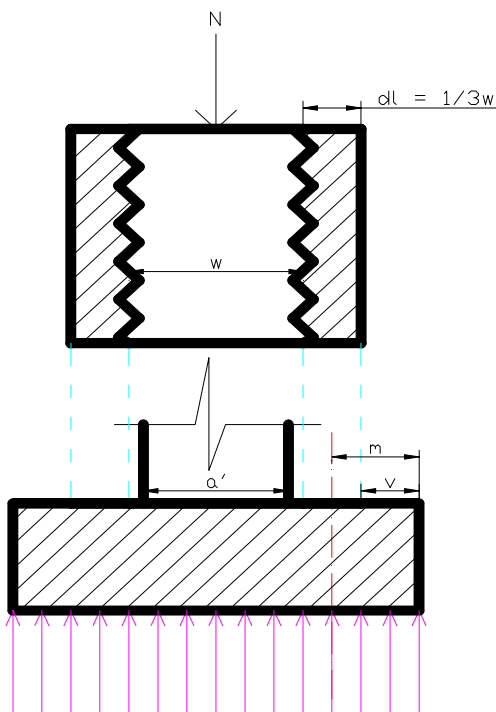
$$m = v + 1/6 * w$$

$$m = 0,82 \text{ m}$$

Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.



$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 230,77 \text{ mkN}$$

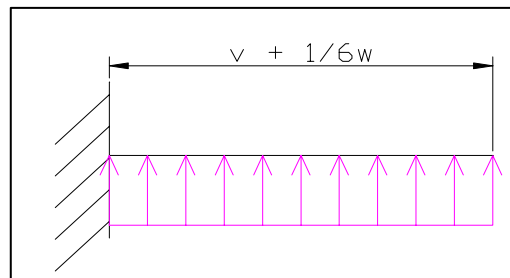


Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment

b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0406$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U= 1099,33 kN

Mirant la Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

13Ø16
1136,2

Armat seleccionat: 13Ø16

Àrea de l'armadura (cm²): 26,13

SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m		CUALQUIER TIPO DE ACERO								
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.7 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.8)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

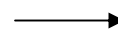
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 7020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 6,32 \text{ cm}^2$$



6ø12

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 13ø16

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.8 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

13ø16

→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			
	13 1,6		d1=	20,8 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \grave{a} \text{rid}; \phi_{\text{barres}}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)			
	12 2,25 1,6		d2=	33,75 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubirment (cm)			
	2		d3=	4 cm

$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{ sabata}$

58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT
58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 3 - Sabata amb collari llis

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions).

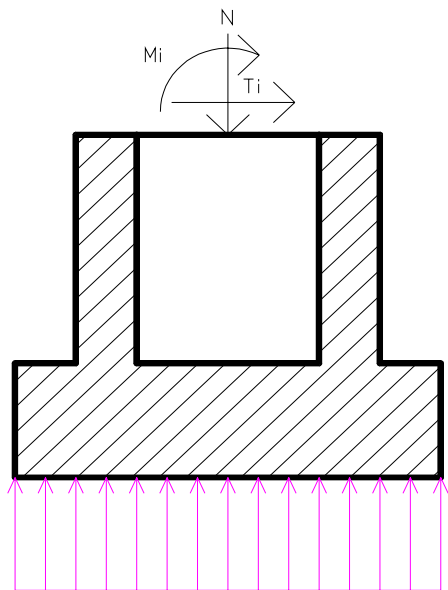


Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 266,16 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \cdot w$$

$$m = 0,82 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

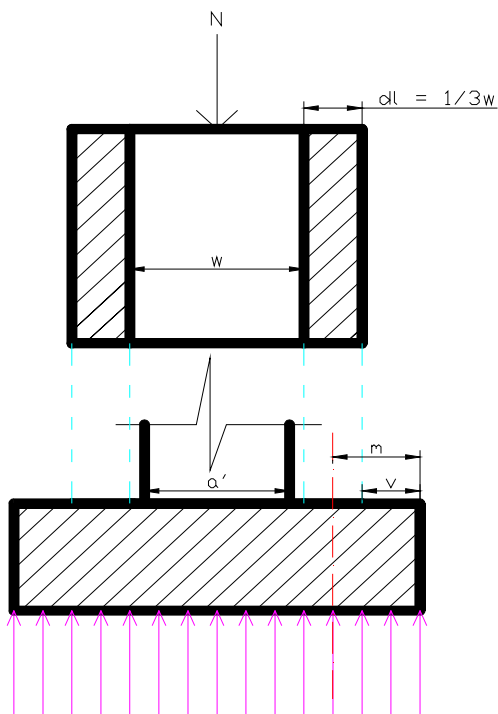
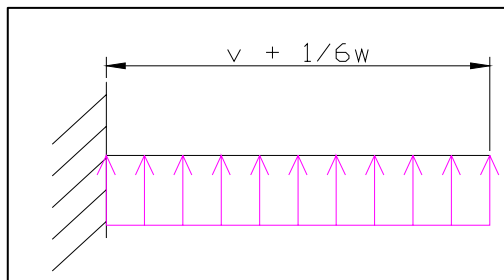


Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 230,77 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0406$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 1099,33 kN

Mirant la Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										$\gamma_s = 1,15$
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

13ø16
1136,2

Armat seleccionat: 13ø16

Àrea de l'armadura (cm²): 26,13

Taula 3.1.2.11 Taula de capacitats mecàniques en kN

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.12)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

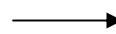
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 7020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 6,32 \text{ cm}^2$$



6Ø12

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 13Ø16

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.12 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

13ø16

→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			
	13 1,6		d1=	20,8 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi_{\text{barres}}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)			
	12 2,25 1,6		d2=	33,75 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubiriment (cm)			
	2		d3=	4 cm

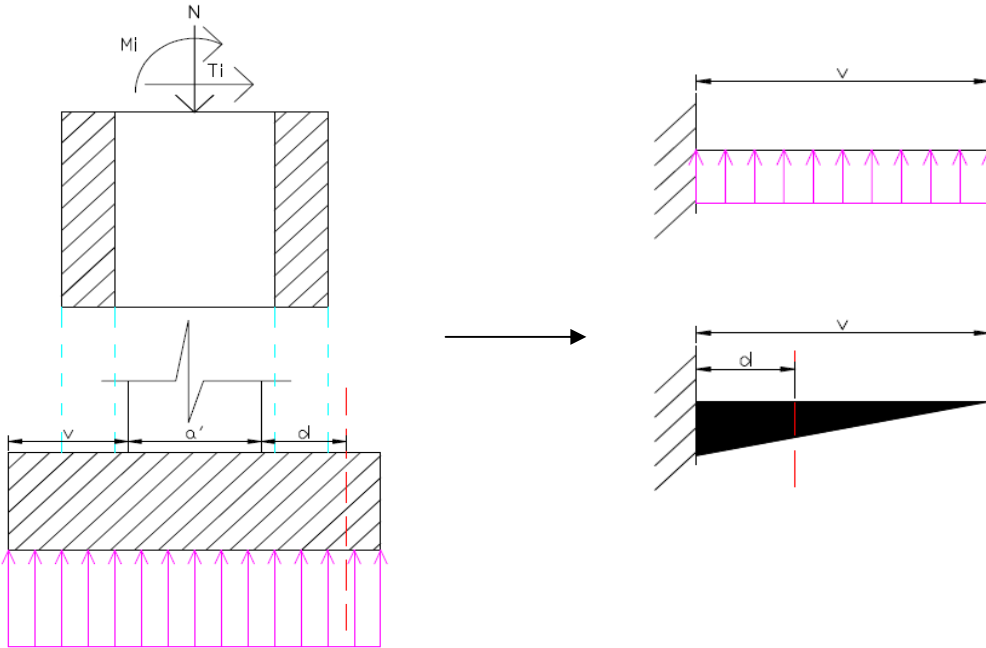
$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$

58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT
58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT

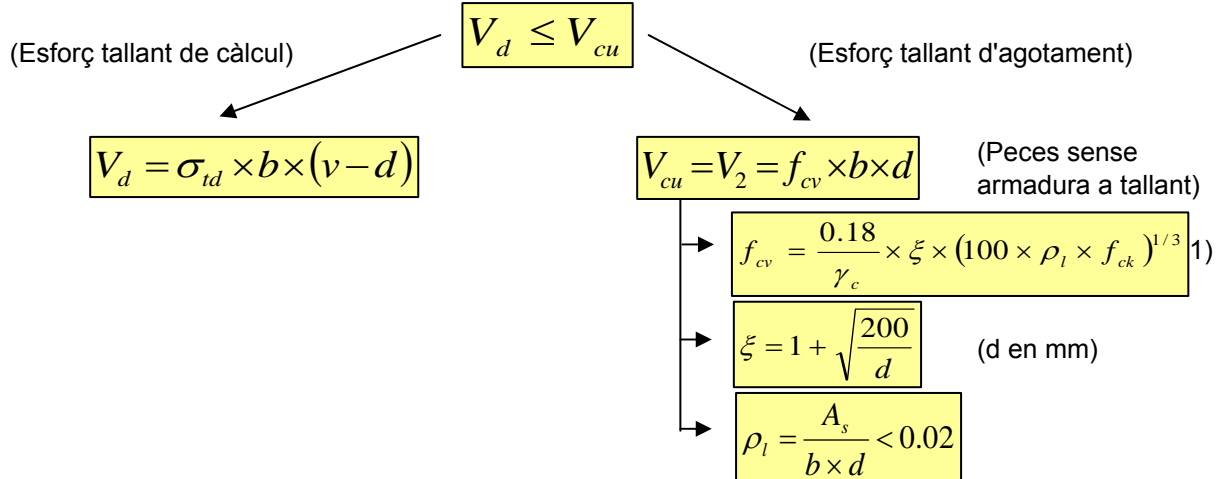
4. COMPROVACIONS DESPRÉS DE CALCULAR L'ARMAT

4.1 COMPROVACIÓ A TALLANT (Per sabates flexibles)

La comprovació a tallant es realitzarà a una secció situada a una distància igual al cantell útil d de la cara del pilar.



Cal que es compleixi que l'esforç tallant de càlcul V_d sigui inferior o igual a l'esforç tallant d'agotament V_{cu} :



Dades per calcular l'esforç tallant d'agotament:

f_{cv} = resistència convencional del formigó a tallant.

f_{ck} = resistència característica del formigó, en N/mm^2

ξ = coeficient que té en compte la influència del cantell útil a l'efecte de l'engranament dels àrids.

ρ_l = quantia geomètrica de l'armadura longitudinal de tracció, que possibilita la resistència per l'efecte arc i per l'efecte passador.

A_s = àrea de l'armadura longitudinal de tracció anclada a una distància igual o major que d a partir de la secció en la que es comprova el tallant.

(*1) Aquesta fórmula s'ha extret de la nova norma EHE-08.

Pla X-X

$V_{d,x-x} = 297569,81 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 341119,51 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,27 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,49 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,86$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0023 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

(*2) Si l'acer és B400S la quantia geomètrica (ρ) queda limitada al valor 0,02, en canvi, si és B500S, el valor límit passa a ser 0,016(1,25 x ρ). Cal esmentar que la EHE-08 no distingeix entre els diferents tipus d'acer i posa com a límit el valor 0,02.

Pla Y-Y

$V_{d,x-x} = 297569,81 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 341119,51 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,27 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,49 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,86$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0023 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

Nota: La comprovació en sabates escalonades, és possible que s'hagi d'estudiar una altra secció.

Nota I: En el cas que no es compleixi la condició anterior, es pot col·locar armadura transversal en cada direcció, d'acord amb la teoria general de l'esforç tallant en peces lineals. No obstant, aquesta solució és antieconòmica, ja que, si és possible, és preferible augmentar el cantell de la sabata.

4.2 COMPROVACIÓ A PUNXONAMENT (Per sabates flexibles i en els calzes)

La superfície i el perímetre crític es representen a la Figura 4.2.1 Zona de punxonament, que segons la EHE el perímetre crític està situat a una distància $2d$ del contorn de l'àrea carregada (pilar), sent d el cantell útil de la sabata.

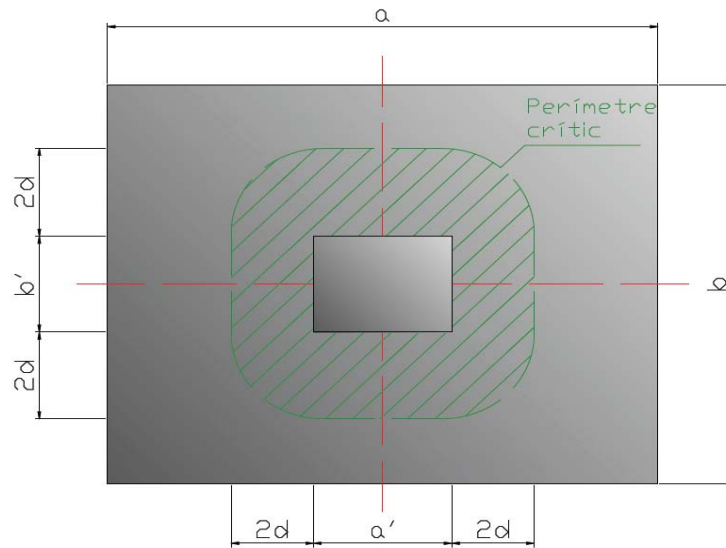
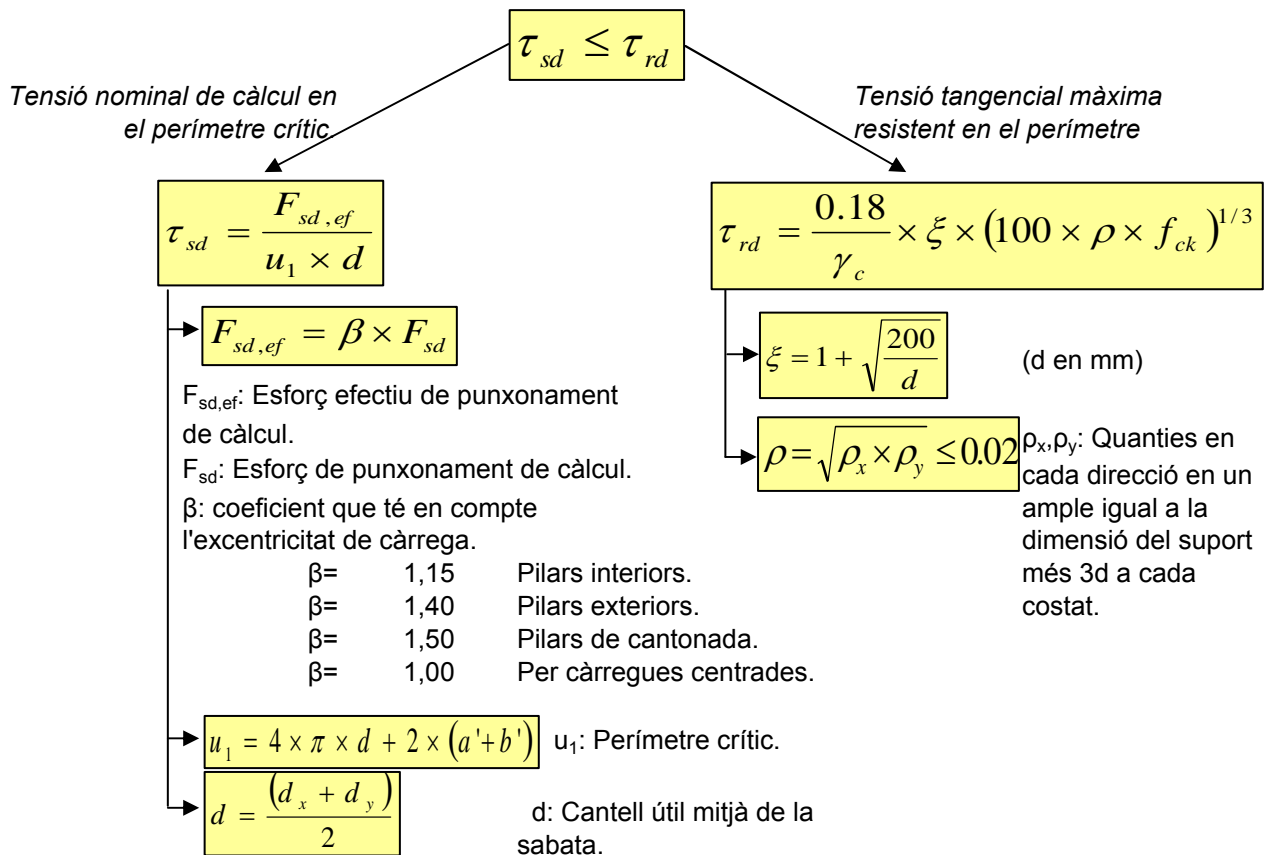


Figura 4.2.1 Zona de punxonament

Per tal que no sigui necessària l'armadura a punxonament cal que es compleixi la següent condició:



$T_{sd} = 0,59 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $F_{sd,ef} = 863891,50 \text{ N}$ $\beta = 1,15$ $F_{sd} = 751210 \text{ N}$ $u_1 = 5392,92 \text{ mm}$ $d = 270 \text{ mm}$	\leq	$T_{rd} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $f_{cv} = f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 1,86$ $n^\circ \text{ de barres}_{x-x} = 8,00$ $\text{\`a rea d'1 barra}_{x-x} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_x = 0,0023 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $n^\circ \text{ de barres}_{y-y} = 8,00$ $\text{\`a rea d'1 barra}_{y-y} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_y = 0,0023 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $\rho = 0,0023 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEIX: NO \u00c9S NECESSARI L'ARMADURA A PUNXONAMENT

4. ANCLATGE DE LES ARMADURES

Les longituds d'anclatge a les sabates es comptaran a partir d'una distància d de la secció 1-1 (Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge)

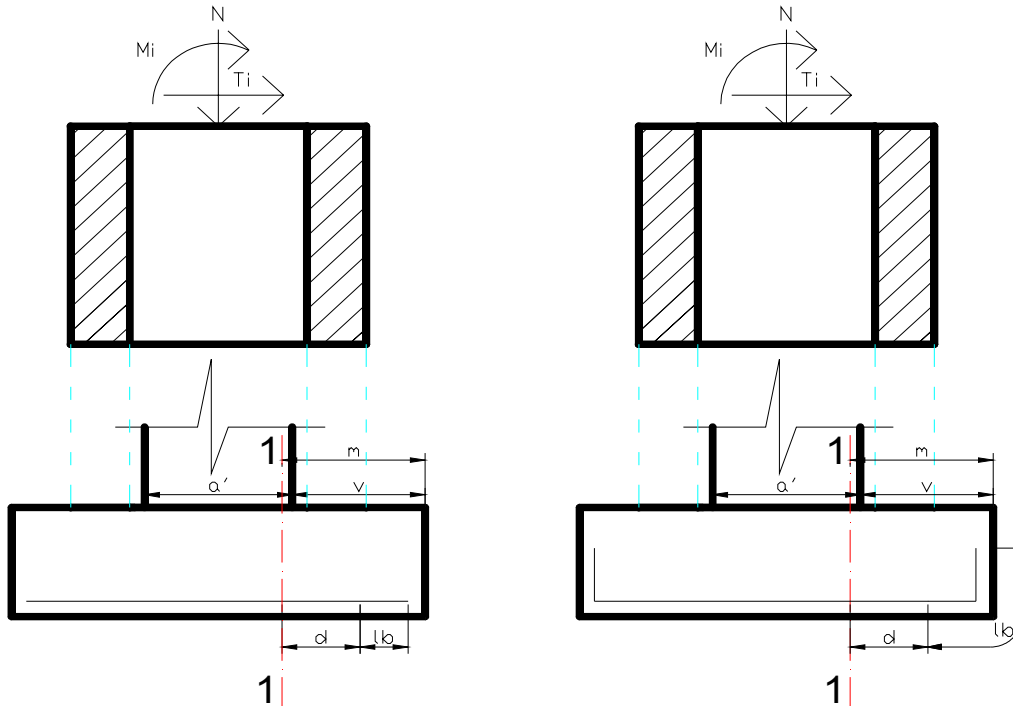


Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge

Dades de les barres i de l'anclatge:

a) Tipus d'adherència de la barra:

Posició I	Bona adherència	Posició I
	Mala adherència	Posició II

b) Tipus d'acabat de la barra:

Prolongació recta	Prolongació recta
	Patilla

c) Tipus de resistència del formigó:

45

d) Tipus d'acer:

B500S

e) Diàmetre (\emptyset) de la barra:

1,6

e) Mirar l'esquema (Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició) i introduir en el quadre gris la mX del cas que s'estar estudiant:

Introduir la "m" correcta:

m1

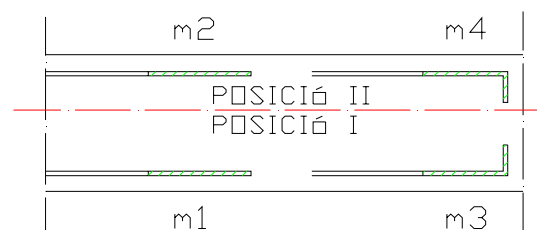


Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició

f) Mirar la taula (Taula 4.1 Valors de m) per trobar el valor de m en funció del tipus d'adherència, el tipus d'acabat, tipus de resistència del formigó i el tipus d'acer.

f _{ck}	B-400S				B-500S			
	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄
25	12	17	8	12	15	32	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	8	11	6	8	11	15	8	11
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Taula 4.1 Valors de "m"

Valor de "m":

g) Trobar el valor de la longitud bàsica d'ancoratge (l_b) a tracció, complint les següents condicions:

Posició I:

$$l_b = m_{1,3} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20;28.5} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

Posició II:

$$l_b = m_{2,4} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14;20} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

on:

f _{yk}	→	N/mm ²
∅	→	cm

B-400S	→	400 N/mm ²
B-500S	→	500 N/mm ²

Nota: Es limitarà la resistència característica de l'acer a 400 N/mm², encara que s'estigui utilitzant un acer tipus B-500S.

Si posició I i prolongació recta:

l _b =	28,16	cm
(f _{yk} /20)*∅=	32	No compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i prolongació recta:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*∅=	45,7142857	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició I i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /20)*∅=	32	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*∅=	45,7142857	Compleix
15cm=	15	Compleix

Introduir el valor de la longitud bàsica definitiva:

h) Trobar el valor de la longitud d'ancoratge neta a tracció, per tal de poder reduir la longitud

d'anclatge:

A la longitud bàsica s'han d'aplicar els següents factors de correcció:

1. Longitud d'ancoratge mínima:

- a. 15cm.
- b. 10ϕ .
- c. $1/3l_b$ → per barres traccionades.
- d. $2/3l_b$ → per barres comprimides.

15
16
10,67
21,33

Longitud mínima a complir: 10,67

- 2. En el cas que hi pugui haver efectes dinàmics (sisme), les longituds s'incrementaran en 10ϕ .
- 3. Si l'armadura real és superior a l'estrictament necessària, les longituds es poden reduir d'acord amb:

$$l_{b,net} = l_b \times \beta \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

$$l_{b,net} = 30,96 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 1 \\ A_s &= 25,28 \\ A_{s,real} &= 26,13 \end{aligned}$$

On: l_b = longitud bàsica d'ancoratge obtinguda a l'apartat g).

β = coeficient segons disposicions (forma) de l'ancoratge. (Veure Taula 4.2 Valors del factor de correcció β).

A_s = àrea d'armadura necessària.

$A_{s,real}$ = àrea d'armadura real que es col·locarà.

TIPUS	TRACCIÓ	COMPRESSIÓ
Prolongació recta	1	1
"Patilla"	0.7	1
Barra transversal soldada	0.7	0.7

Taula 4.2 Valors del factor de correcció β .

Nota: la longitud bàsica neta ha de complir les tres condicions de longituds d'ancoratge mínimes.

Nota: Per calcular la longitud bàsica i la longitud neta d'ancoratge a compressió es seguiran els mateixos criteris que per tracció. Només canviarà el factor de correcció per "patilla" per ser ineficaç.

Conceptes importants en el cas de sabates:

1) Tal i com explica Montoya a la pàgina 511 del seu llibre de "Hormigón Armado", si no és necessari el doblegat de les armadures, aquestes es prolongaran fins a l'extrem de la sabata deixant el recobriments

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.1 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE RUGOSA

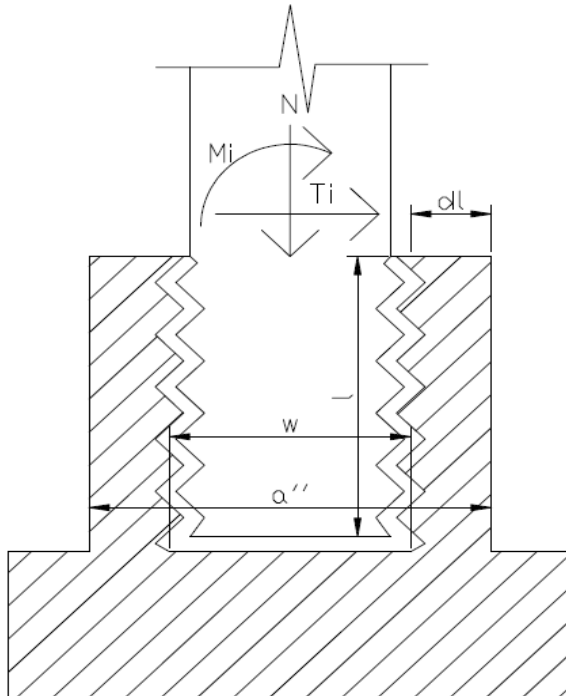


Figura 5.1.1 Esquema sabata amb collarí de superfície rugosa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,7 \text{ m}$$

$$dl = 0,18 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$\frac{M}{N \times a'} \leq 0,15 \longrightarrow l \geq 1,2 \times a'$$

$$\frac{M}{N \times a'} = 2,00 \longrightarrow l \geq 2,0 \times a'$$

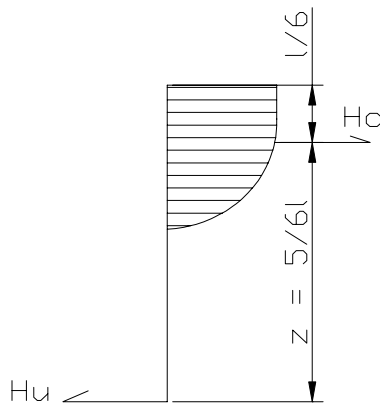
Direcció X		Direcció Y	
Mx=	93,20 mK	My=	12,78 mK
N=	1425,72 kN	N=	1425,72 kN
Tx=	3,79 kN	Ty=	52,20 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
Relació:	0,13	Relació:	0,02
long.mínima:	0,60 m	long.mínima:	0,60 m

$$\text{long.mínima} = 0,60 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:



$$H_o = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{6}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{o_x} = 153,67 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{o_y} = 83,09 \text{ kN}$

$$H_u = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{1}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{u_x} = 149,88 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{u_y} = 83,09 \text{ kN}$

Figura 5.1.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

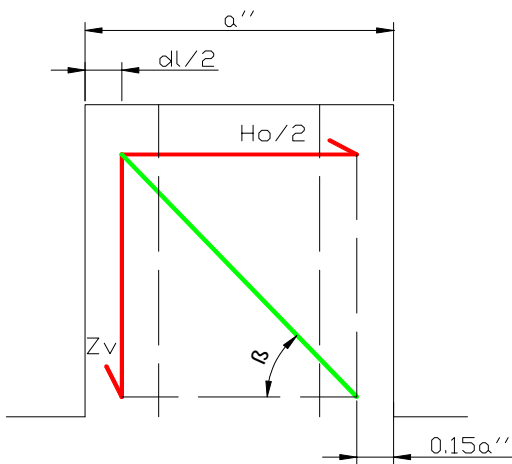
Direcció X	Direcció Y
Uo= 76,83 kN 1Ø12 c/5	Uo= 41,54 kN 1Ø12 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.1.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = \frac{53,34 \text{ kN}}{2\phi 10}$$

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = \frac{28,84 \text{ kN}}{2\phi 10}$$

Figura 5.1.3 Representació mètode bigues i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.2 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE LLISA

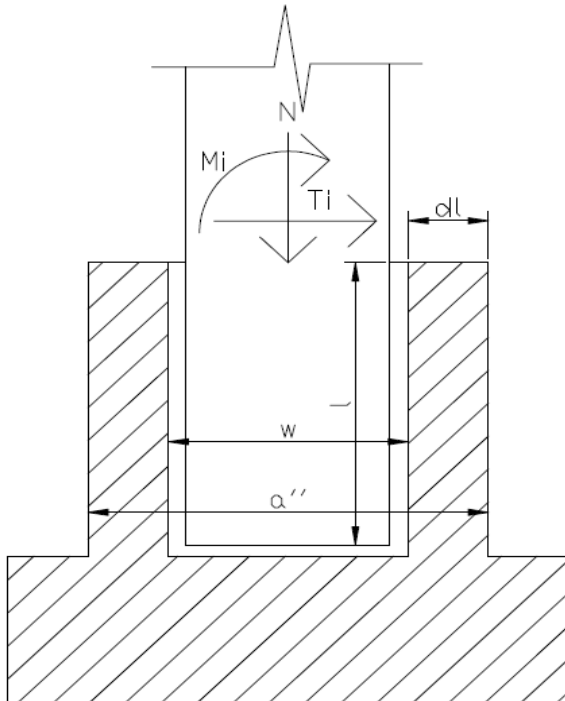


Figura 5.2.1 Esquema sabata amb collarí de superfície llisa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0 \quad \text{m}$$

$$dl = 0 \quad \text{m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$l \geq 1,4 \times a'$$

Nota: Segons la EHE-08 la longitud mínima d'encastament seria $1,2a''$.

Direcció X		Direcció Y	
Mx=	93,20 mkN	My=	12,78 mkN
N=	1425,72 kN	N=	1425,72 kN
Tx=	3,79 kN	Ty=	52,20 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
long.mínima:	0,70 m	long.mínima:	0,70 m

$$\text{long.mínima} = 0,70 \quad \text{m}$$

$$l = 0,75 \quad \text{m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:

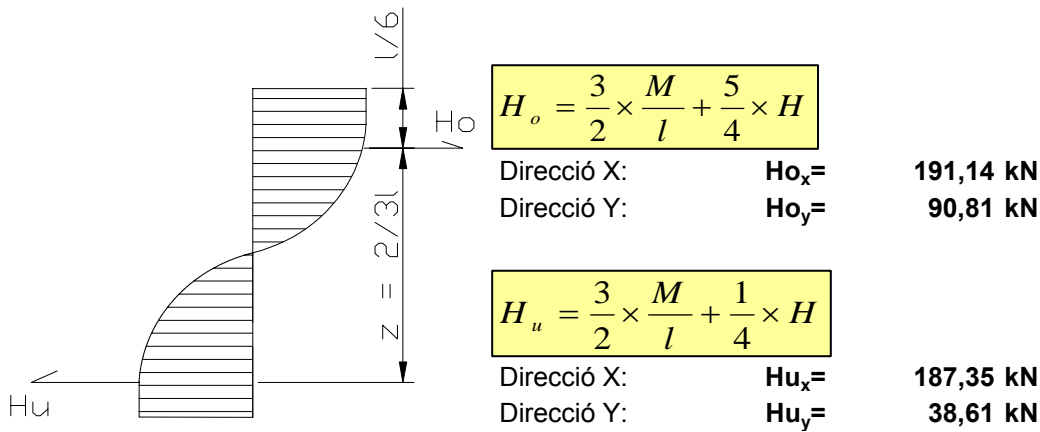


Figura 5.2.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

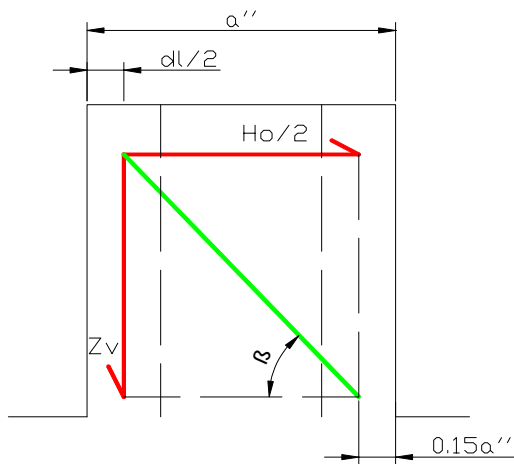
Direcció X	Direcció Y
Uo= 95,57 kN 1ø12 c/5	Uo= 45,41 kN 1ø12 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.2.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = 60,32 \text{ kN}$$

2ø10

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = 28,66 \text{ kN}$$

2ø10

Figura 5.2.3 Representació mètode bieles i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

CÀLCUL DE SABATES PREFABRICADES

DADES:

Tipus de sabata:	Sabata armada	
	Sabata amb collarí rugós	
Tipus de pilar:	Pilar de formigó	
Tipus de formigó (fck):	HA-45	45 N/mm ²
Tipus d'acer (fyk):	B500S	500 N/mm ²
Tamany màxim del granulat (TM):		18 mm
Consistència (C):		F - Fluïda
Ambient (A):		Ila

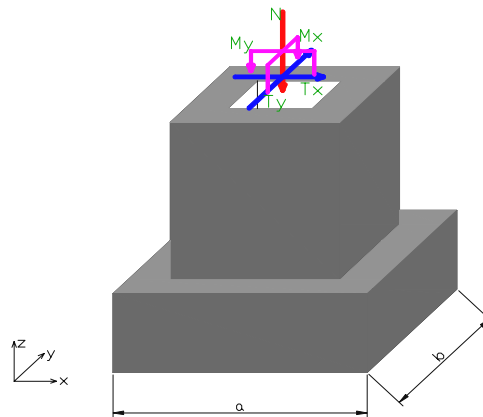
Sol·licitacions a la base del pilar:

E.L.S:

T _x (F _x):	26,8 kN
T _y (F _y):	3,85 kN
N (F _z):	986,37 kN
M _x :	15,65 mkN
M _y :	76,91 mkN
M _z :	3,89 mkN

E.L.U:

T _{x_d} (F _{x_d}):	40,53 kN
T _{y_d} (F _{y_d}):	5,03 kN
N _d (F _{z_d}):	1352,12 kN
M _{x_d} :	20,71 mkN
M _{y_d} :	116,5 mkN
M _{z_d} :	5,16 mkN



Pes propi del pilar (Tram encastat) (P_o): **4,6875 kN**

Longitud d'encastament (l):	0,75 m
Dimensió del pilar (a'):	0,5 m
Dimensió del pilar (b'):	0,5 m
Pes específic del formigó:	25 kN/m ³

Pes propi de la sabata (P_s): **37 kN**

Alçada de la sabata (h _o):	0,3 m
Alçada de la sabata total (h):	1,15 m
Dimensió de la sabata (a):	2,6 m
Dimensió de la sabata (b):	2,6 m
Pes específic del formigó (γ _h):	25 kN/m ³

Pes propi del terreny (P_t): **227,6092 kN**

Pes específic del terreny (γ _t):	25,9 kN/m ³
Alçada de terres (H):	1,3 m

Dades geomètriques del collarí:

Espessor de la paret (dI):	0,18 m
Menor dimensió del forat (w):	0,7 m
Dimensió exterior del collarí (a''):	1,165 m

Coeficients per les comprovacions:

Coeficient de seguretat al bolc (γ_1):	1,5
Coeficient de seguretat al lliscament (γ_2):	1,5

Dades del geotècnic:

Angle de fregament intern (θ) en graus:	27,4
Angle de fregament intern (θ) en radians:	0,48
Valor de la cohesió (c):	29 kN/m ²
Tensió admissible (σ_{adm}):	200 kN/m ²

1. TIPUS I GEOMETRIA DE LA SABATA:

1.1 TIPUS DE SABATA:

Vol màxim de la sabata (V):

0,7

Alçada màxima de la sabata (H):

0,25

La sabata estudiada és

FLEXIBLE

1.2 RECOBRIMENT DE LA SABATA:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

r_{min} = recobriment mínima en mm, segons la classe d'exposició ambiental (Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II). Aquesta taula s'ha extret de la instrucció espanyola EHE-08 (Taula 37.2.4.1.a)

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _v) (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II

Ambient (A): IIa
 f_{ck} (N/mm²) = 45
 t_g = 100

r_{min} = 20 mm

El recobriment mínim ha de complir:

\geq $\begin{cases} \varnothing\text{barra (armadura principal)} \\ 0,8 \cdot TM \text{ (tamany de l'àrid)} \end{cases}$ **Complex**
Complex

Δr = Marge de recobriment segons el nivell de control d'execució.

Δr = $\begin{cases} 0 \text{ mm (en prefabricació)} \\ 5 \text{ mm (in situ/control intens)} \\ 10 \text{ mm (resta de casos)} \end{cases}$

Δr = 0 mm

Prefabricació

r_{nom} = 2 cm

2. COMPROVACIONS A REALITZAR:

2.1 COMPROVACIÓ AL BOLC:

Cal realitzar la comprovació al bolc, sempre que existeixin moments i tallants de certa importància. La condició que s'ha de complir és que els moments estabilitzadors (M1) siguin superiors als moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

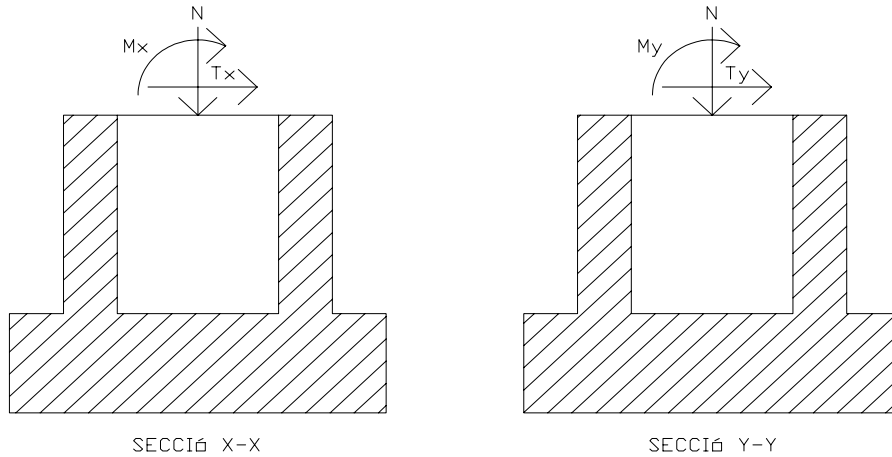


Figura 2.1.1 Representació de les forces i moments a les dos direccions

SECCIÓ X-X:

Moments estabilitzadors (M1) \geq Moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right) \geq (M_x + T_x \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_x + T_x \times h)} \geq \gamma_1$$

$$28,76 \geq 1,5$$

COMPLEX

SECCIÓ Y-Y:

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right) \geq (M_y + T_y \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_y + T_y \times h)} \geq \gamma_1$$

$$16,43 \geq 1,5$$

COMPLEX

2.2 COMPROVACIÓ AL LLISCAMENT:

La comprovació al lliscament s'efectuarà en el cas de sabates no travades (Figura 2.2.1 Sabates arriostrades), sotmeses a accions horitzontals cal comprovar-se la seguretat al lliscament. No obstant, si existeix travament (Figura 2.2.2 Sabates arriostrades), es pot prescindir d'aquesta comprovació.

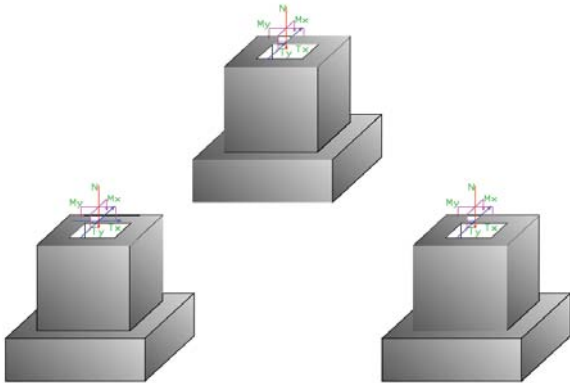


Figura 2.2.1 Sabates no travades

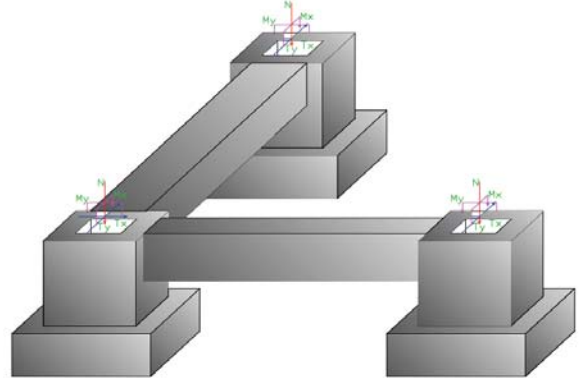


Figura 2.2.2 Sabates travades

Per aplicar la formulació correcta cal saber si el sòl és cohesiu, com en el cas de les argiles, o bé, no cohesiu, com en el cas de les sorres.

Sòl sense cohesió (sorres):

Sòl cohesiu (argiles):

$$\frac{(N+P_o+P_s) \times tg\theta_{2/3}}{V} \geq \gamma_2$$

$$\frac{A \times c_{1/2}}{V} \geq \gamma_2$$

12,53 ≥ 1,5

3,62 ≥ 1,5

Fórmula no vàlida per aquest cas!

COMPLEIX

2.3 COMPROVACIÓ A L'ENFONSAMENT I DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

2.3.1. CÀLCUL DE LES EXCENTRICITATS

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_x = \frac{(M_y + T_x \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

$$e_x: 0,09$$

$$\eta_x = \frac{e_x}{a}$$

$$\eta_x: 0,033$$

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_y = \frac{(M_x + T_y \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

$$e_y: 0,02$$

$$\eta_y = \frac{e_y}{b}$$

$$\eta_y: 0,006$$

Nota: Com esmenta Montoya en el llibre "Hormigón Armado" a la pàgina 491, per la comprovació de pressions sobre la base de la cimentació s'exclou el pes del sol, ja que el sòl de la base estava abans d'efectuar l'excavació. en equilibri amb tal pes.

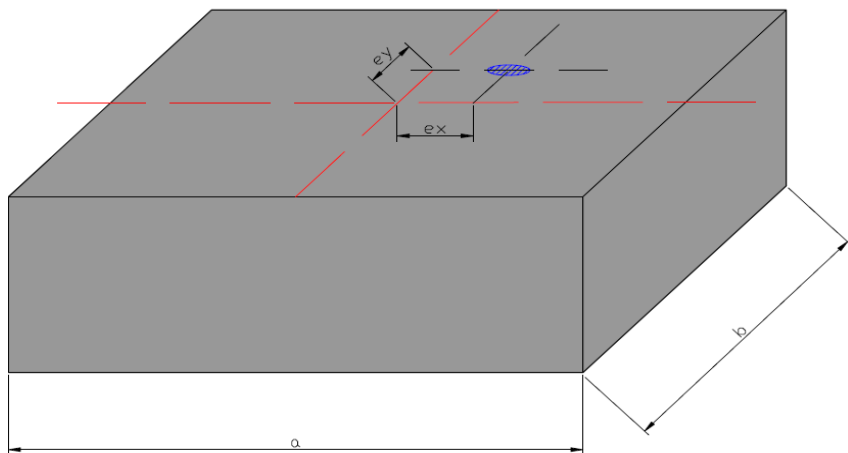


Figura 2.3.1.1 Representació de les excentricitats a cada direcció

L'objectiu és convertir les diferents forces i moments en una sola força vertical puntual a una certa distància de l'eix x i de l'eix y, tal i com s'indica en els esquemes següents:

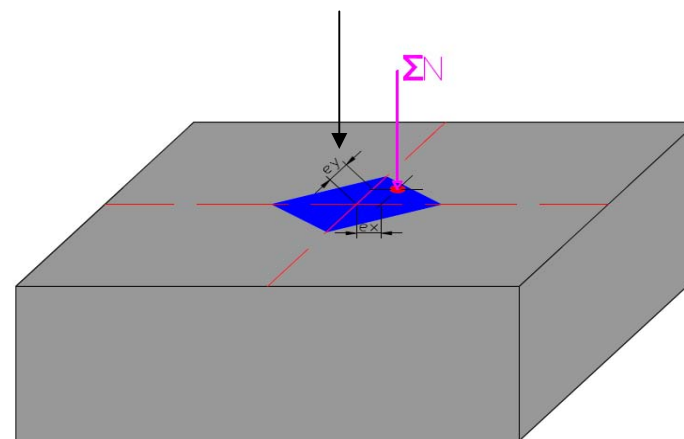
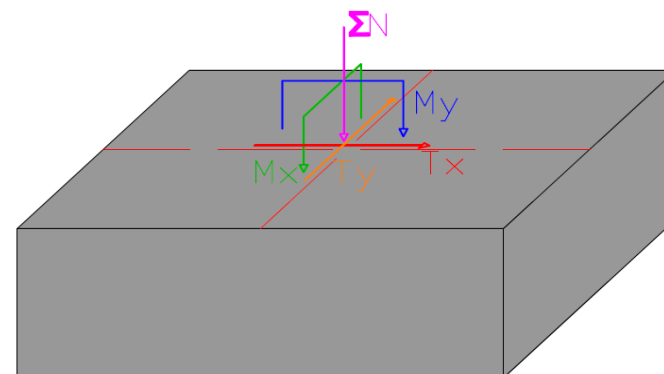


Figura 2.3.1.2 Conversió de forces i moments a una puntual

2.3.2. CÀLCUL DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

Em trobo davant del cas més general de resultant excèntrica ambdues direccions. Per considerar que les excentricitats relatives són reduïdes, cal complir la següent condició:

Segons J. Calavera i Montoya:

Si totes les pressions sobre el sòl són de compressió o nul·les, la distribució segueix la Llei de Navier:

$$\sigma = \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_x \pm 6 \times \eta_y)$$

$\sigma_{\max}(\text{kN/m}^2)$:	187,80	$\eta_x + \eta_y +$
$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$:	176,58	$\eta_x + \eta_y -$
$\sigma_3(\text{kN/m}^2)$:	127,58	$\eta_x - \eta_y +$
$\sigma_{\min}(\text{kN/m}^2)$:	116,36	$\eta_x - \eta_y -$

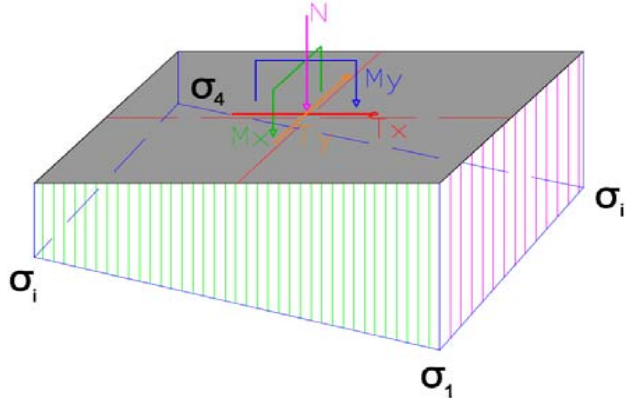


Figura 2.3.2.1 Representació de la pressió

$$\eta_x + \eta_y \leq 1/6$$

$$0,04 \leq 0,167$$

Si compleix: **COMPLEIX** Si no compleix: ---

Tant si compleix com si no:

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

a) Valors d'entrada a l'àbac:

η_x :	0,033
η_y :	0,006

b) Mirar en quin cas de l'àbac m'ubico i trobar el valor de k (Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG):

CAS:	CAS 1
k=	1,2

c) Fórmula per obtenir el valor de la pressió

$$\sigma_{t, \max} = k \times \frac{N}{(a \times b)}$$

$\sigma_{t, \max}$:	182,50	kN/m^2
----------------------	--------	-----------------

Segons Montoya, mitjançant taules:

Cal que es compleix la següent condició:

$$\eta_x + \eta_y < 1/3$$

a) Valors d'entrada a les taules (Figura 2.3.2.2a, 2b, 2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA):

$100\eta_1 =$	3,30	$\eta_1 = \max(\eta_x, \eta_y)$
$100\eta_2 =$	0,61	$\eta_2 = \min(\eta_x, \eta_y)$

b) Valors extrets de les taules:

$\alpha_1 =$	0
$\alpha_2 =$	0
$\alpha_3 =$	0

c) Aplicar fórmules:

$$\sigma_1 = \frac{100}{\alpha_1} \times \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \quad \sigma_1 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \times \sigma_1 \quad \sigma_2 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_3 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3 - \sigma_1 \quad \sigma_4 = \#j \text{DIV}/0!$$

2.3.2.1. ÀBAC DE TENG DE J.CALAVERA

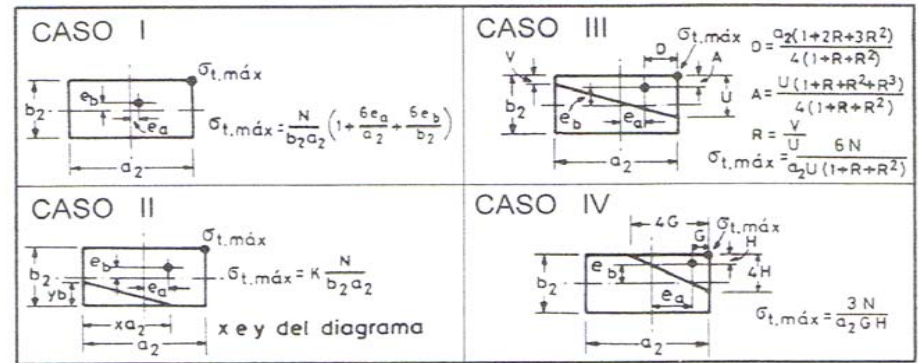
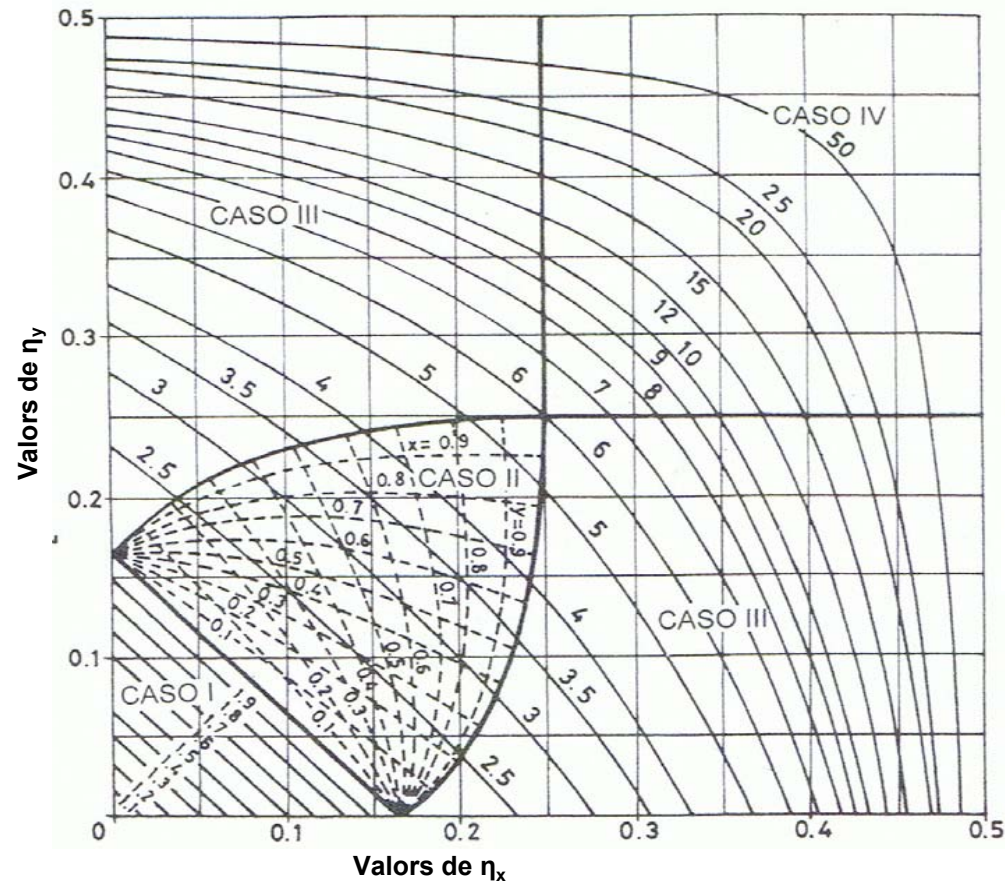


Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG

2.3.2.2. TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA DE MONTROYA

A) Taula per trobar el valor de $10\alpha_1$:

PRESIÓN MÁXIMA EN ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA
VALORES DEL COEFICIENTE $10\alpha_1$

$100 \eta_1$	$100 \eta_2$																															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
0	1000																															
1	943	893																														
2	893	847	807																													
3	847	807	769	736																												
4	806	769	735	704	676																											
5	769	735	704	675	649	625																										
6	735	704	675	649	625	602	581																									
7	704	676	649	625	602	581	562	543																								
8	676	649	625	602	581	562	543	526	510																							
9	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481																						
10	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454																					
11	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428																				
12	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404																			
13	562	543	526	510	495	481	467	453	441	428	416	404	392	380	369	358																
14	543	526	510	495	481	467	453	440	428	416	404	392	380	369	358																	
15	526	510	495	481	467	453	440	428	415	403	392	380	369	358	347	337																
16	510	495	481	467	453	440	427	415	403	391	380	369	358	347	337	326	316															
17	495	480	466	453	440	427	415	402	391	379	368	357	347	336	326	316	306	296														
18	480	466	452	439	426	414	402	390	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277													
19	465	451	438	425	413	401	389	378	367	356	345	335	325	315	305	296	286	277	268	259												
20	450	437	424	412	400	388	377	366	355	344	334	324	314	304	295	286	277	268	259	250	242											
21	435	422	410	398	386	375	364	353	343	333	323	313	303	294	285	276	267	258	250	241	233	225										
22	420	408	396	384	373	362	351	341	331	321	312	302	293	284	275	266	258	249	241	233	225	217	209									
23	405	393	382	370	360	349	339	329	319	310	300	291	283	274	265	257	249	240	232	225	217	209	202	195								
24	390	378	367	357	346	336	326	317	307	298	289	281	272	264	255	247	239	231	224	216	209	202	194	187	180							
25	375	364	353	343	333	323	314	305	296	287	278	270	262	254	246	238	230	223	215	208	201	194	187	180	173	167						
26	360	349	339	329	320	310	301	292	284	275	267	259	251	243	236	228	221	214	207	200	193	186	179	173	166	160	154					
27	345	335	325	316	306	297	289	280	272	264	256	248	241	233	226	219	212	205	198	191	185	178	172	166	159	153	147	141				
28	330	320	311	302	293	285	276	268	260	252	245	237	230	223	216	209	202	196	189	183	177	171	164	158	153	147	141	135	129			
29	315	306	297	288	280	272	264	256	248	241	234	227	220	213	206	200	193	187	181	175	169	163	157	151	146	140	134	129	123	118		
30	300	291	283	274	266	259	251	244	237	229	223	216	209	203	196	190	184	178	172	166	161	155	149	144	139	133	128	123	117	112	107	
31	285	277	268	261	253	246	239	232	225	218	211	205	199	193	187	181	175	169	163	158	153	147	142	137	132	127	122	117	111	106	101	
32	270	262	254	247	240	233	226	219	213	207	200	194	188	183	177	171	166	160	155	150	145	140	135	130	125	120	115	110	106	101		
33	255	247	240	233	226	220	213	207	201	195	189	183	178	172	167	162	156	151	146	141	137	132	127	122	118	113	109	104				
34	240	233	226	220	213	207	201	195	189	184	178	173	167	162	157	152	147	142	138	133	128	124	120	115	111	107	102					
35	225	218	212	206	200	194	188	183	177	172	167	162	157	152	147	143	138	134	129	125	120	116	112	108	104	100						
36	210	204	198	192	187	181	176	171	166	161	156	151	146	142	138	133	129	125	120	116	112	109	105	101								
37	195	189	184	178	173	168	163	158	154	149	145	140	136	132	128	124	120	116	112	108	104	101										
38	180	175	170	165	160	155	151	146	142	138	134	130	126	122	118	114	110	107	103													
39	165	160	155	151	147	142	138	134	130	126	122	119	115	112	108	105	101															
40	150	146	141	137	133	129	126	122	118	115	111	108	105	101																		
41	135	131	127	123	120	116	113	110	106	103	100																					
42	120	116	113	110	107	103	100																									
43	105	102																														

Nota: La tabla ofrece valores de $10\alpha_1$, en vez de valores de α_1 , por razones tipográficas (economía de espacio)

Figura 2.3.2a TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

B) Taula per trobar el valor de α_2 :

PRESIONES EN ESQUINAS DE ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA. VALORES DEL COEFICIENTE α_2

100 η_1	100 η_2																																				
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30						
0	100																																				
1	100	89																																			
2	100	90	81																																		
3	100	90	82	74																																	
4	100	91	82	75	68																																
5	100	91	83	76	69	62																															
6	100	92	84	77	70	64	58																														
7	100	92	84	77	71	65	60	54																													
8	100	92	85	78	72	66	61	56	51																												
9	100	92	85	79	73	67	62	57	52	48																											
10	100	93	86	80	74	68	63	58	54	50	45																										
11	100	93	87	80	75	69	64	60	55	51	47	43																									
12	100	93	87	81	75	70	65	61	56	52	48	44	40																								
13	100	93	87	82	76	71	66	62	57	53	49	45	41	37																							
14	100	94	88	82	77	72	67	62	58	54	50	46	42	38	35																						
15	100	94	88	83	77	72	68	63	59	55	50	47	43	39	35	32																					
16	100	94	88	83	78	73	68	64	59	55	51	47	43	40	36	33	29																				
17	100	94	89	83	78	73	69	64	60	56	52	48	44	40	37	33	30	26																			
18	100	94	89	83	78	74	69	64	60	56	52	48	44	41	37	34	30	27	23																		
19	100	94	89	83	78	74	69	65	60	56	52	48	45	41	38	34	31	27	24	20																	
20	100	94	89	83	79	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	27	24	21	17																
21	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	28	24	21	18	14															
22	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	24	21	18	14	11														
23	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	7													
24	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4												
25	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0											
26	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4										
27	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9									
28	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14								
29	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19							
30	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24						
31	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29					
32	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29	-34				
33	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9									
34	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4										
35	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4										
36	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8													
37	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0											
38	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25																		
39	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31																				
40	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42																							
41	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53																										
42	100	94	89	83	78	74	69																														
43	100	94																																			

Figura 2.3.2.2b TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

C) Taula per trobar el valor de α_2 :

PRESIONES EN ESQUINAS DE ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA. VALORES DEL COEFICIENTE α_3

$100 \eta_2$	$100 \eta_1$																																			
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30					
100	100																																			
90	89	89																																		
80	79	80	81																																	
70	69	71	72	74																																
60	61	63	65	66	68																															
50	54	56	58	59	61	62																														
40	47	49	51	53	55	57	58																													
30	41	43	45	47	49	51	53	54																												
20	35	38	40	42	44	46	48	49	51																											
10	30	32	35	37	39	41	43	45	47	48																										
0	25	28	30	33	35	37	39	41	42	44	45																									
110	20	23	26	28	31	33	35	37	38	40	41	43																								
100	16	19	22	24	27	29	31	33	34	36	37	39	40																							
90	12	15	18	20	23	25	27	29	31	32	34	35	36	37																						
80	9	12	14	17	19	21	24	25	27	29	30	32	33	34	35																					
70	5	8	11	13	16	18	20	22	24	25	27	28	29	30	31	32																				
60	2	5	8	10	13	15	17	19	20	22	23	25	26	27	28	29	29																			
50	-1	2	5	7	9	12	14	15	17	19	20	21	22	23	24	25	26	26																		
40	-4	-1	2	4	6	8	10	12	14	15	17	18	19	20	21	22	22	23	23																	
30	-8	-4	-2	1	3	5	7	9	11	12	14	15	16	17	18	18	19	20	20	20																
20	-11	-8	-5	-2	-0	2	4	6	7	9	10	11	13	14	14	15	16	16	17	17	17															
10	-15	-12	-9	-6	-4	-1	1	2	4	6	7	8	9	10	11	12	12	13	13	14	14	14														
0	-19	-16	-13	-10	-7	-5	-3	-1	1	2	3	5	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11	11													
110	-23	-20	-17	-14	-11	-9	-7	-5	-3	-1	-0	1	2	3	4	5	5	6	6	7	7	7	7													
100	-28	-25	-21	-18	-16	-13	-11	-9	-7	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	2	3	3	3	3	4	4	4											
90	-33	-29	-26	-23	-20	-18	-15	-13	-11	-10	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-2	-1	-1	-0	-0	-0	-0	0	0										
80	-39	-35	-31	-28	-25	-22	-20	-18	-16	-14	-13	-11	-10	-9	-8	-7	-6	-6	-5	-5	-5	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4			
70	-45	-41	-37	-34	-31	-28	-25	-23	-21	-19	-18	-16	-15	-14	-13	-12	-11	-10	-10	-10	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9		
60	-52	-47	-43	-40	-37	-34	-31	-29	-26	-25	-23	-21	-20	-19	-18	-17	-16	-15	-15	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	
50	-59	-54	-50	-46	-43	-40	-37	-35	-33	-30	-29	-27	-26	-24	-23	-22	-22	-21	-20	-20	-20	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	
40	-67	-62	-58	-54	-50	-47	-44	-41	-39	-37	-35	-33	-32	-31	-30	-29	-28	-27	-26	-26	-26	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
30	-75	-70	-66	-62	-58	-55	-52	-49	-46	-44	-42	-40	-39	-38	-36	-35	-34	-34	-33	-33	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32
20	-85	-80	-75	-71	-67	-63	-60	-57	-55	-52	-50	-48	-47	-45	-44	-43	-42	-41	-40	-40	-40	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39
10	-96	-90	-85	-81	-77	-73	-69	-66	-64	-61	-59	-57	-55	-54	-52	-51	-50	-49	-49	-48	-48	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47
0	-108	-102	-97	-92	-88	-84	-80	-77	-74	-71	-69	-67	-65	-63	-62	-61	-60	-59	-58	-57	-57	-57	-57	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56
110	-122	-116	-110	-105	-100	-96	-92	-89	-86	-83	-80	-78	-76	-74	-73	-71	-70	-69	-69	-68	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67
100	-138	-131	-125	-120	-115	-110	-105	-102	-99	-96	-93	-91	-89	-87	-85	-84	-82	-81	-81	-80	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79
90	-156	-149	-142	-136	-131	-126	-122	-118	-114	-111	-108	-105	-103	-101	-99	-98	-96	-95	-94	-94	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93
80	-178	-170	-163	-156	-150	-145	-140	-136	-132	-128	-125	-122	-120	-118	-116	-114	-113	-112	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111
70	-203	-194	-187	-179	-173	-167	-162	-157	-153	-149	-146	-143	-140	-138	-136	-134	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132
60	-233	-224	-215	-207	-200	-194	-188	-183	-178	-174	-170	-167	-164	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161
50	-270	-260	-250	-242	-234	-227	-220	-214	-209	-204	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200
40	-317	-306	-294	-284	-275	-267	-260	-254	-249	-244	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240	-240
30	-376	-362	-348	-336	-326	-317	-309	-302	-296	-291	-286	-282	-278	-274	-270	-266	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262	-262

Figura 2.3.2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

En tots els casos cal complir la següent condició:

$$\sigma_i \leq 1.25 \times \sigma_{adm}$$

Per excentricitats petites:

1) Segons J.Calavera i Montoya:

$$\sigma_{\max}: \quad 187,80 \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans o/i petites:

1) Segons J.Calavera:

$$\sigma_{t,\max}: \quad 182,50 \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans:

1) Segons Montoya:

$$\sigma_1: \quad \#DIV/0! \quad \text{kN/m}^2$$

No correspon...

2.3.3.DISTRIBUCIÓ DE LES TENSIONS:

Si ens trobem en el cas d'excentricitats petites (es segueix la Llei de Navier) o bé en el CAS 1 de J.Calavera, la distribució és relativament uniforme. Adoptant aquesta solució conservadora, s'utilitzarà aquesta tensió $\sigma_{t,\max}$ per calcular l'armadura que es necessitarà per la sabata.

3. CÀLCUL DE L'ARMADURA

Per calcular l'armadura es seguirà el mètode de bieles i tirants en el cas de ser una sabata rígida i la teoria de flexió, per les sabates flexibles.

Després de saber el mètode de càlcul, segons la geometria de la sabata: sabata simple, sabata amb collarí rugós i sabata amb collarí llis, s'haurà de seguir el CAS 1, el CAS 2 o el CAS 3, respectivament.

Quin mètode s'ha de seguir?

TEORIA DE FLEXIÓ

En quin cas ens trobem segons la geometria de la sabata?

CAS 2

3.1 CÀLCUL A FLEXIÓ. DIMENSIONAMENT DE L'ARMADURA PRINCIPAL

Per poder aplicar l'equació de la flexió composta, la càrrega ha d'ubicar-se dintre del nucli central d'inèrcia (àrea blava) (Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega):

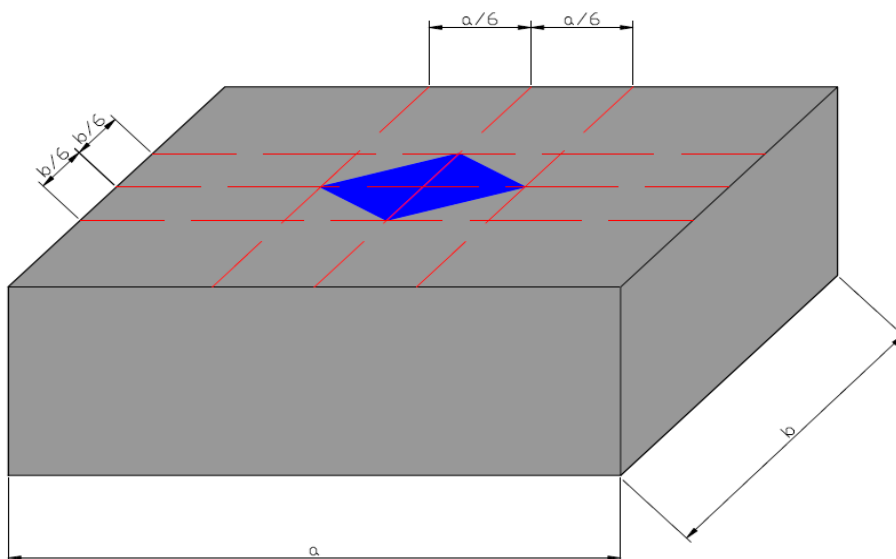


Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega

3.1.1 CÀLCUL DE LA TENSIÓ MÀXIMA:

3.1.1.1 Excentricitats per les accions majorades:

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_{xd} = \frac{(M_{yd} + T_{xd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{xd} : 0,12

$$\eta_{xd} = \frac{e_{xd}}{a}$$

η_{xd} : 0,045

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_{yd} = \frac{(M_{xd} + T_{yd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{yd} : 0,02

$$\eta_{yd} = \frac{e_{yd}}{b}$$

η_{yd} : 0,006

3.1.1.2 Tensió màxima per les accions majorades:

Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{d,\max} = \left(\frac{N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td}}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_{kd} \pm 6 \times \eta_{yd})$$

$\sigma_{d,\max}$ 271,71 kN/m²

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

$$\sigma_{td,\max} = k \times \frac{N_d}{(a \times b)}$$

$\sigma_{td,\max}$: 250,01 kN/m²

3.1.2 CÀLCUL DE L'ARMADURA QUE PORTARÀ LA SABATA

CAS 1 - Sabata simple

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions).

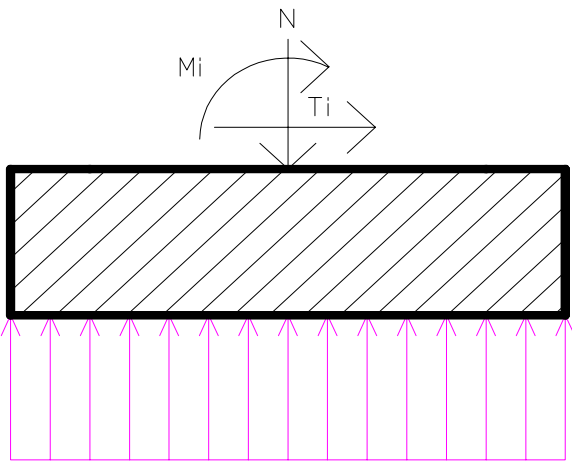


Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 271,71 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó:

$$m = v + 0,15 \cdot a'$$

$$m = 0,775 \text{ m}$$

b) Per pilars de "ladrillo" o mamposteria:

$$m = v + 0,25 \cdot a'$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

c) Per pilars de metàl.lic amb placa:

$$m = v + (a-c) / 4$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènsula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

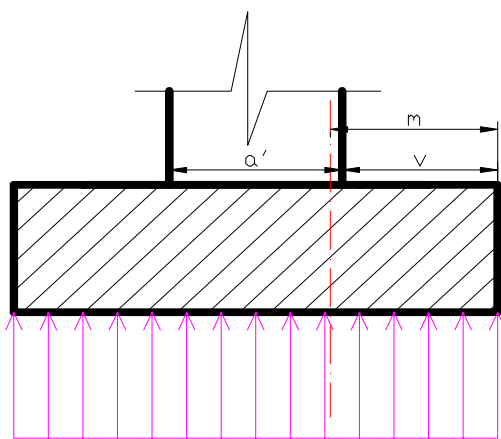
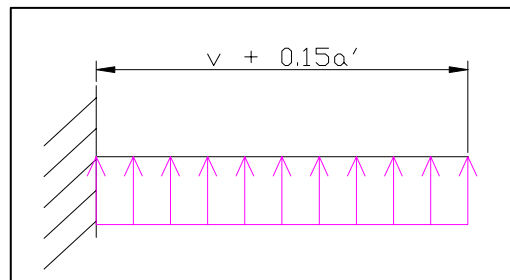


Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times (v + 0,15 \times a')^2$$

$$M_{ad} = 212,16 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0373$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 1099,33 kN

Mirant la Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:



Armat seleccionat:

Àrea de l'armadura (cm²):



SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m										
CUALQUIER TIPO DE ACERO										
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.3 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètria mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.4)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

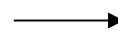
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 7020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 6,32 \text{ cm}^2$$



Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

No compleix, per tant, finalment, es col.locarà l'armadura en funció de l'armadura mínima necessària per complir la quantia geomètrica mínima que es requereix per complir la normativa EHE-08.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 0

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.4 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

0				
	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			d1= 0 cm
	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi_{\text{barres}}))$			
Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)		2,25 		d2= 0 cm
	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
Recubiriment (cm)		2		d3= 4 cm
	$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$			
	4,00 \leq 260			HI HA ESPAI SUFICIENT
	4,00 \leq 260			HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 2 - Sabata amb collari rugós

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions).

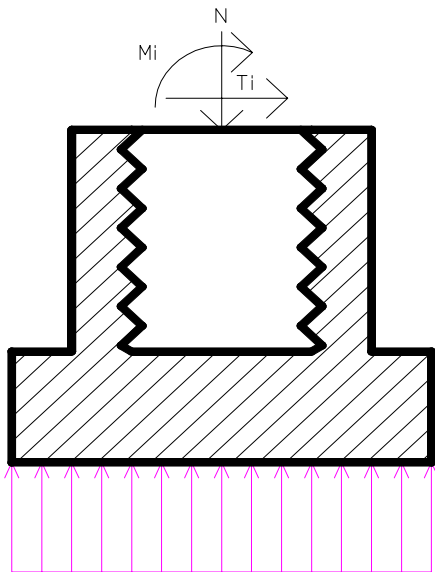


Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 271,71 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \cdot w$$

$$m = 0,82 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

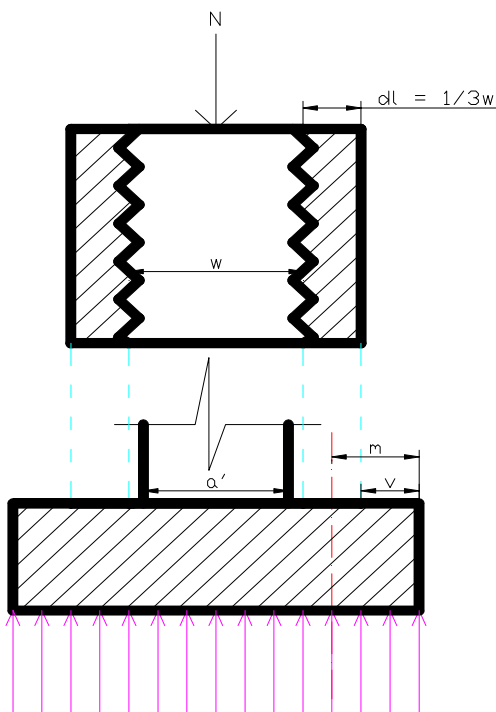
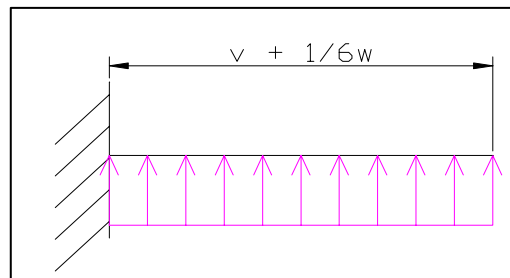


Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 235,58 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0414$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obté el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 1099,33 kN

Mirant la Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

13Ø16
1136,2

Armat seleccionat: 13Ø16

Àrea de l'armadura (cm²): 26,13

SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m		CUALQUIER TIPO DE ACERO								
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.7 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.8)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

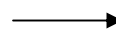
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 7020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 6,32 \text{ cm}^2$$



6Ø12

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 13Ø16

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.8 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col·locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

13ø16

→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi \text{ barres}$			
	Nº de barres ϕ barres (cm)			
	13 1,6		d1=	20,8 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi \text{ barres}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ barres(cm)			
	12 2,25 1,6		d2=	33,75 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubirment (cm)			
	2		d3=	4 cm

$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$

58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT
58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 3 - Sabata amb collari llis

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions).

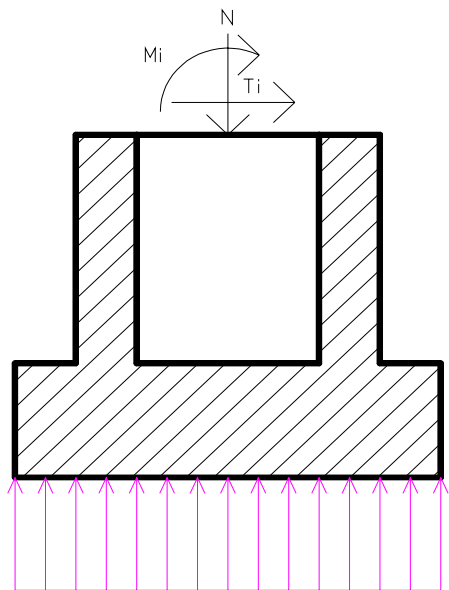


Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 271,71 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,7 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \cdot w$$

$$m = 0,82 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

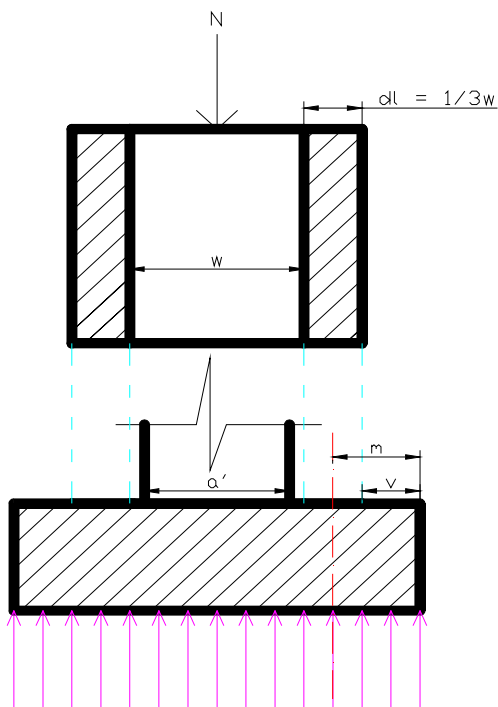
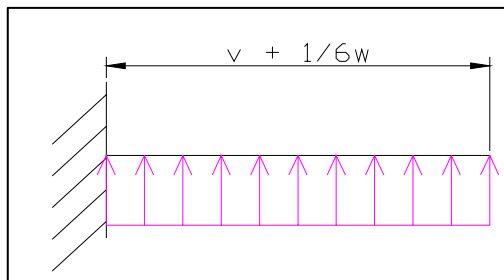


Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 235,58 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0414$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,27 m

Mirant la Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 1099,33 kN

Mirant la Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										$\gamma_s = 1,15$
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

13ø16
1136,2

Armat seleccionat: 13ø16

Àrea de l'armadura (cm²): 26,13

Taula 3.1.2.11 Taula de capacitats mecàniques en kN

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.12)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 7020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 6,32 \text{ cm}^2$$



Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 13Ø16

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.12 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col·locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

13ø16

→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			
	13 1,6		d1=	20,8 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \grave{\text{a}} \text{rid}; \phi_{\text{barres}}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)			
	12 2,25 1,6		d2=	33,75 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubirment (cm)			
	2		d3=	4 cm

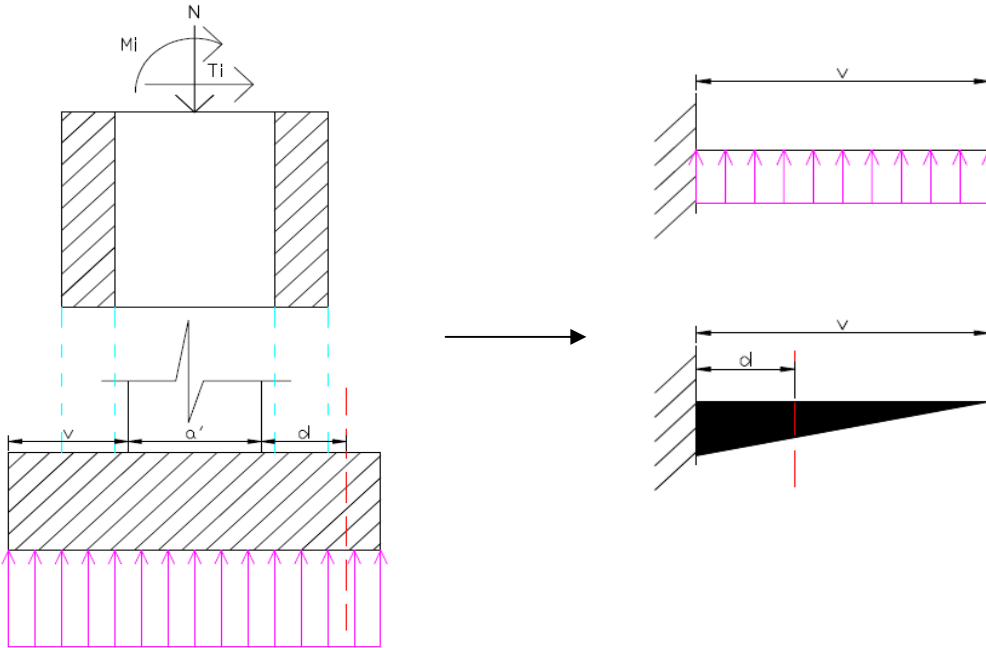
$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{ sabata}$

58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT
58,55	≤	260	HI HA ESPAI SUFICIENT

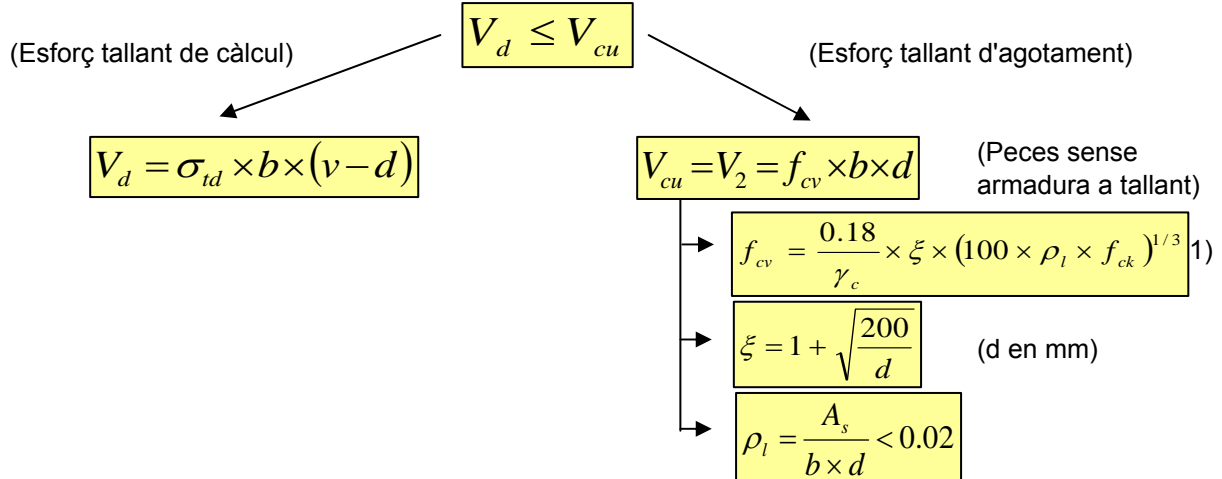
4. COMPROVACIONS DESPRÉS DE CALCULAR L'ARMAT

4.1 COMPROVACIÓ A TALLANT (Per sabates flexibles)

La comprovació a tallant es realitzarà a una secció situada a una distància igual al cantell útil d de la cara del pilar.



Cal que es compleixi que l'esforç tallant de càlcul V_d sigui inferior o igual a l'esforç tallant d'agotament V_{cu} :



Dades per calcular l'esforç tallant d'agotament:

f_{cv} = resistència convencional del formigó a tallant.

f_{ck} = resistència característica del formigó, en N/mm^2

ξ = coeficient que té en compte la influència del cantell útil a l'efecte de l'engranament dels àrids.

ρ_l = quantia geomètrica de l'armadura longitudinal de tracció, que possibilita la resistència per l'efecte arc i per l'efecte passador.

A_s = àrea de l'armadura longitudinal de tracció anclada a una distància igual o major que d a partir de la secció en la que es comprova el tallant.

(*1) Aquesta fórmula s'ha extret de la nova norma EHE-08.

Pla X-X

$V_{d,x-x} = 303773,99 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 341119,51 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,27 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,49 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,86$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0023 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

(*2) Si l'acer és B400S la quantia geomètrica (ρ) queda limitada al valor 0,02, en canvi, si és B500S, el valor límit passa a ser 0,016(1,25 x ρ). Cal esmentar que la EHE-08 no distingeix entre els diferents tipus d'acer i posa com a límit el valor 0,02.

Pla Y-Y

$V_{d,x-x} = 303773,99 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 341119,51 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,27 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,49 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,86$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0023 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

Nota: La comprovació en sabates escalonades, és possible que s'hagi d'estudiar una altra secció.

Nota I: En el cas que no es compleixi la condició anterior, es pot col·locar armadura transversal en cada direcció, d'acord amb la teoria general de l'esforç tallant en peces lineals. No obstant, aquesta solució és antieconòmica, ja que, si és possible, és preferible augmentar el cantell de la sabata.

4.2 COMPROVACIÓ A PUNXONAMENT (Per sabates flexibles i en els calzes)

La superfície i el perímetre crític es representen a la Figura 4.2.1 Zona de punxonament, que segons la EHE el perímetre crític està situat a una distància $2d$ del contorn de l'àrea carregada (pilar), sent d el cantell útil de la sabata.

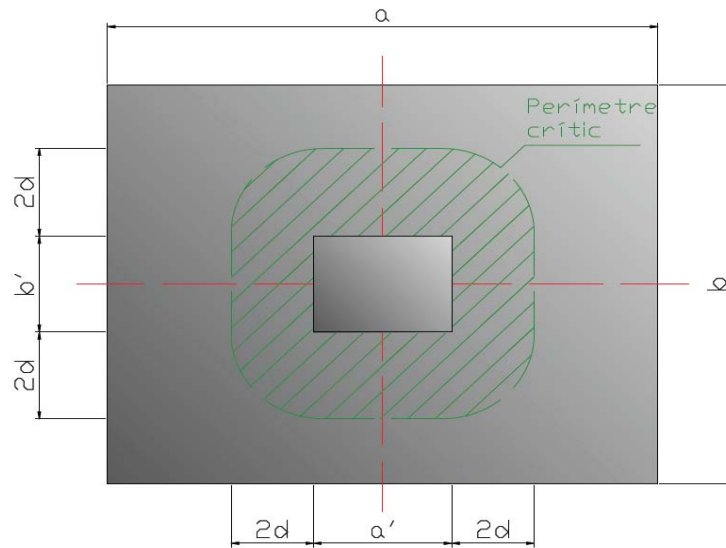
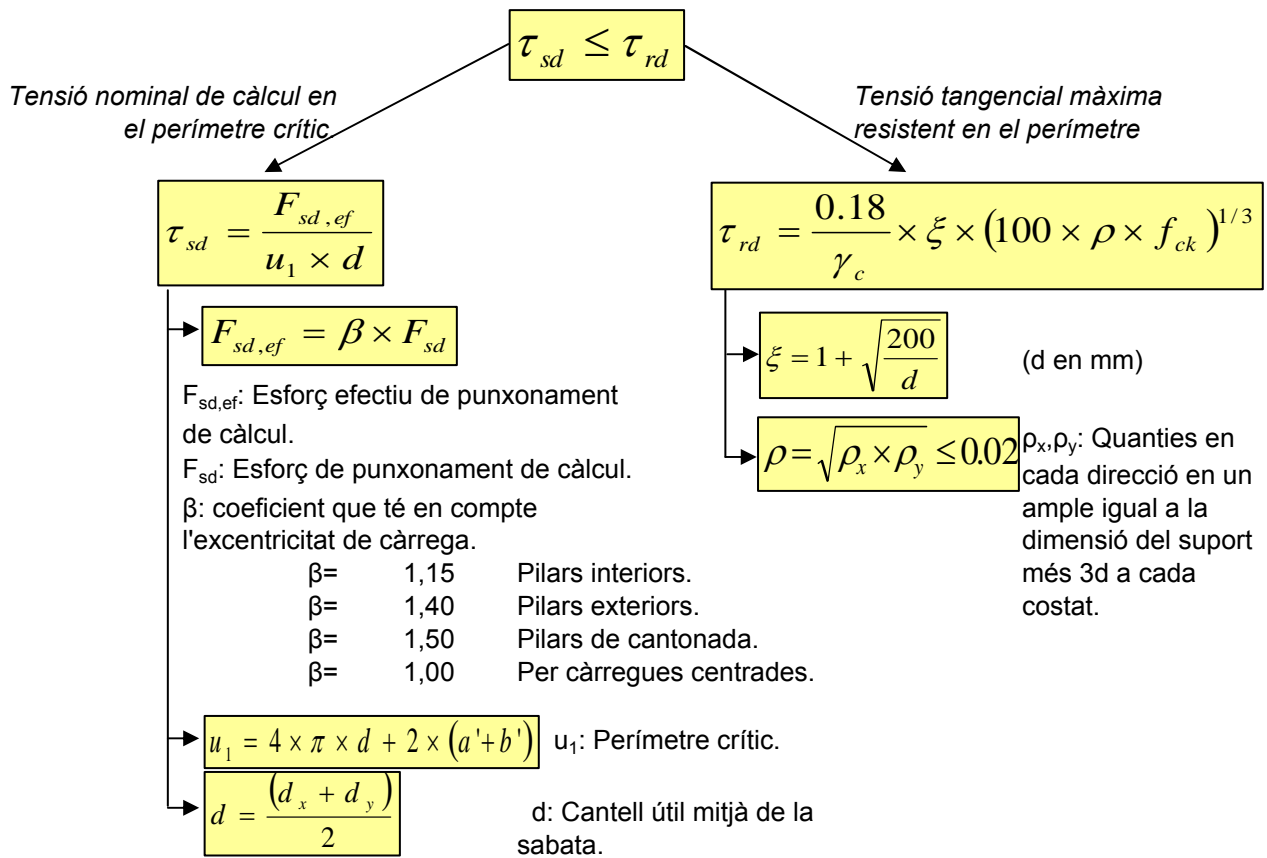


Figura 4.2.1 Zona de punxonament

Per tal que no sigui necessària l'armadura a punxonament cal que es compleixi la següent condició:



$T_{sd} = 0,59 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $F_{sd,ef} = 863891,50 \text{ N}$ $\beta = 1,15$ $F_{sd} = 751210 \text{ N}$ $u_1 = 5392,92 \text{ mm}$ $d = 270 \text{ mm}$	\leq	$T_{rd} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $f_{cv} = f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 1,86$ $n^\circ \text{ de barres}_{x-x} = 8,00$ $\text{\`a area d'1 barra}_{x-x} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_x = 0,0023 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $n^\circ \text{ de barres}_{y-y} = 8,00$ $\text{\`a area d'1 barra}_{y-y} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_y = 0,0023 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $\rho = 0,0023 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEIX: NO \u00c9S NECESSARI L'ARMADURA A PUNXONAMENT

4. ANCLATGE DE LES ARMADURES

Les longituds d'anclatge a les sabates es comptaran a partir d'una distància d de la secció 1-1 (Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge)

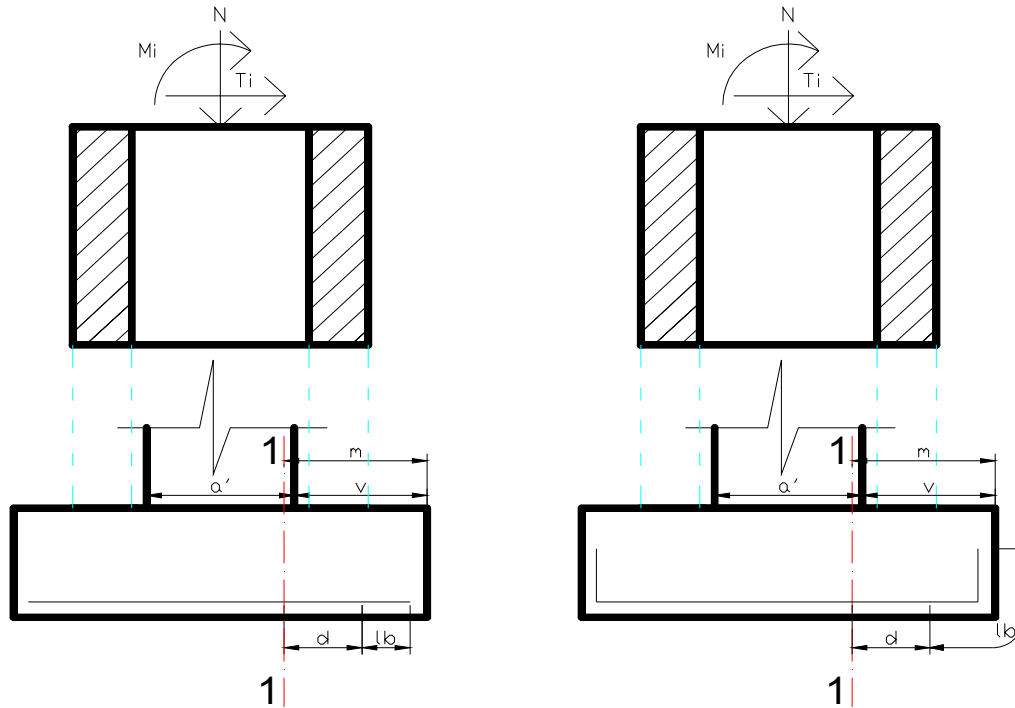


Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge

Dades de les barres i de l'anclatge:

a) Tipus d'adherència de la barra:

Posició I	Bona adherència	Posició I
	Mala adherència	Posició II

b) Tipus d'acabat de la barra:

Prolongació recta	Prolongació recta
	Patilla

c) Tipus de resistència del formigó:

45

d) Tipus d'acer:

B500S

e) Diàmetre (\emptyset) de la barra:

1,6

e) Mirar l'esquema (Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició) i introduir en el quadre gris la mX del cas que s'estar estudiant:

Introduir la "m" correcta:

m1



Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició

f) Mirar la taula (Taula 4.1 Valors de m) per trobar el valor de m en funció del tipus d'adherència, el tipus d'acabat, tipus de resistència del formigó i el tipus d'acer.

f _{ck}	B-400S				B-500S			
	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄
25	12	17	8	12	15	32	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	8	11	6	8	11	15	8	11
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Taula 4.1 Valors de "m"

Valor de "m": 11

g) Trobar el valor de la longitud bàsica d'ancoratge (l_b) a tracció, complint les següents condicions:

Posició I:

$$l_b = m_{1,3} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20;28.5} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

Posició II:

$$l_b = m_{2,4} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14;20} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

on:

f _{yk}	→	N/mm ²
ø	→	cm

B-400S	→	400 N/mm ²
B-500S	→	500 N/mm ²

Nota: Es limitarà la resistència característica de l'acer a 400 N/mm², encara que s'estigui utilitzant un acer tipus B-500S.

Si posició I i prolongació recta:

l _b =	28,16	cm
(f _{yk} /20)*ø=	32	No compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i prolongació recta:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	45,7142857	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició I i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /20)*ø=	32	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	45,7142857	Compleix
15cm=	15	Compleix

Introduir el valor de la longitud bàsica definitiva:

32

h) Trobar el valor de la longitud d'anclatge neta a tracció, per tal de poder reduir la longitud d'anclatge:

A la longitud bàsica s'han d'aplicar els següents factors de correcció:

1. Longitud d'ancoratge mínima:

- a. 15cm.
- b. 10∅.
- c. 1/3lb → per barres traccionades.
- d. 2/3lb → per barres comprimides.

15
16
10,67
21,33

Longitud mínima a complir: 10,67

- 2. En el cas que hi pugui haver efectes dinàmics (sisme), les longituds d'incrementaran en 10∅.
- 3. Si l'armadura real és superior a l'estrictament necessària, les longituds es poden reduir d'acord amb:

$$l_{b,net} = l_b \times \beta \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

On: lb = longitud bàsica d'ancoratge obtinguda a l'apartat g).

$l_{b,net} =$ 30,93 cm

β = coeficient segons disposicions (forma) de l'ancoratge. (Veure Taula 4.2 Valors del factor de correcció β).

$\beta =$ 1

A_s = àrea d'armadura necessària.

$A_s =$ 25,26

$A_{s,real} =$ 26,13

$A_{s,real}$ = àrea d'armadura real que es col·locarà.

TIPUS	TRACCIÓ	COMPRESSIÓ
Prolongació recta	1	1
"Patilla"	0.7	1
Barra transversal soldada	0.7	0.7

Taula 4.2 Valors del factor de correcció β .

Nota: la longitud bàsica neta ha de complir les tres condicions de longituds d'ancoratge mínimes.

Nota: Per calcular la longitud bàsica i la longitud neta d'ancoratge a compressió es seguiran els mateixos criteris que per tracció. Només canviarà el factor de correcció per "patilla" per ser ineficaç.

Conceptes importants en el cas de sabates:

1) Tal i com explica Montoya a la pàgina 511 del seu llibre de "Hormigón Armado", si no és necessari el doblegat de les armadures, aquestes es prolongaran fins a l'extrem de la sabata deixant el recobrimet

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.1 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE RUGOSA

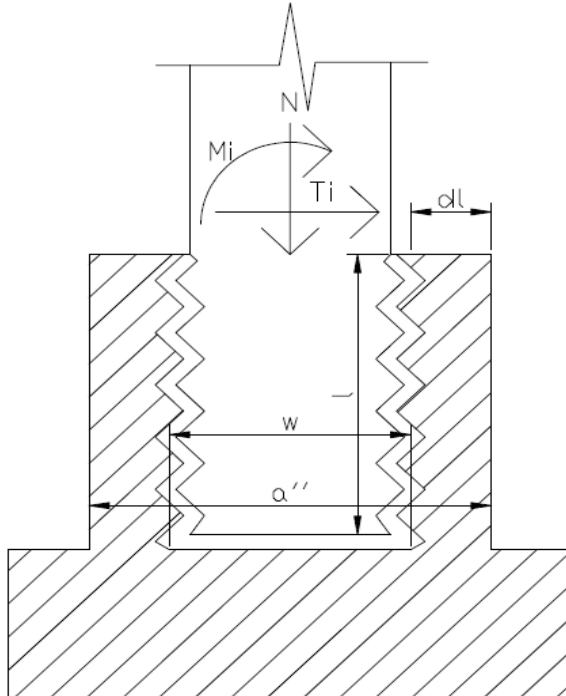


Figura 5.1.1 Esquema sabata amb collarí de superfície rugosa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,7 \text{ m}$$

$$dl = 0,18 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$\frac{M}{N \times a'} \leq 0,15 \longrightarrow l \geq 1,2 \times a'$$

$$\frac{M}{N \times a'} = 2,00 \longrightarrow l \geq 2,0 \times a'$$

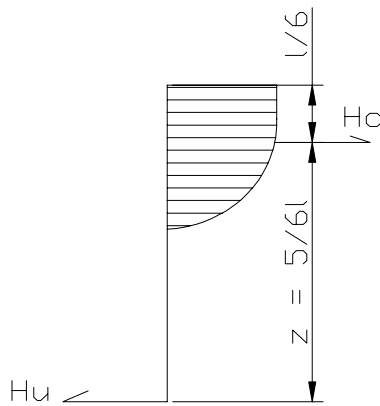
Direcció X		Direcció Y	
Mx=	20,71 m kN	My=	116,50 m kN
N=	1352,12 kN	N=	1352,12 kN
Tx=	40,53 kN	Ty=	5,03 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
Relació:	0,03	Relació:	0,17
long.mínima:	0,60 m	long.mínima:	0,60 m

$$\text{long.mínima} = 0,60 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:



$$H_o = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{6}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{o,x} = 81,77 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{o,y} = 192,44 \text{ kN}$

$$H_u = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{1}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{u,x} = 41,24 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{u,y} = 192,44 \text{ kN}$

Figura 5.1.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

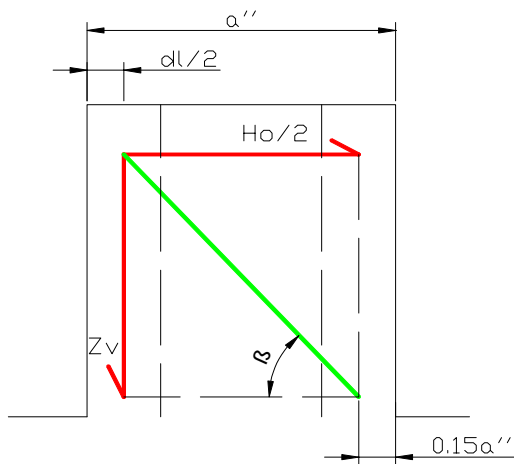
Direcció X		Direcció Y	
Uo=	40,89 kN	Uo=	96,22 kN
	1ø12 c/5		1ø12 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.1.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = 28,39 \text{ kN}$$

2ø10

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = 66,80 \text{ kN}$$

2ø10

Figura 5.1.3 Representació mètode bigues i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.2 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE LLISA

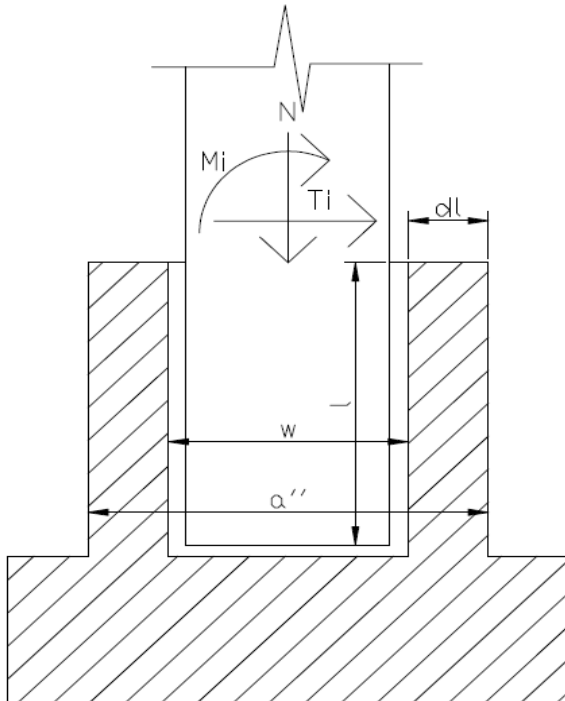


Figura 5.2.1 Esquema sabata amb collarí de superfície llisa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,7 \text{ m}$$

$$dl = 0,18 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$l \geq 1,4 \times a'$$

Nota: Segons la EHE-08 la longitud mínima d'encastament seria $1,2a''$.

Direcció X		Direcció Y	
Mx=	20,71 m kN	My=	116,50 m kN
N=	1352,12 kN	N=	1352,12 kN
Tx=	40,53 kN	Ty=	5,03 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
long.mínima:	0,70 m	long.mínima:	0,70 m

$$\text{long.mínima} = 0,70 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:

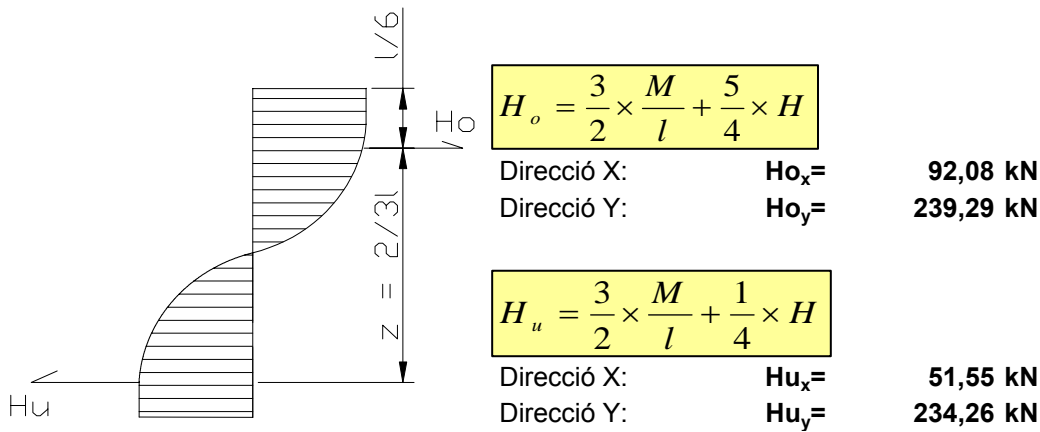


Figura 5.2.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força Ho a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $Ho/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

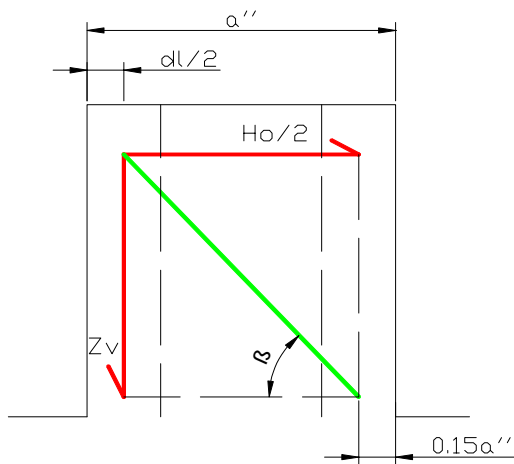
	Direcció X		Direcció Y
Uo=	46,04 kN	Uo=	119,64 kN
	1ø16 c/5		1ø16 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.2.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times a'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = \frac{31,96 \text{ kN}}{2\phi 12}$$

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = \frac{83,06 \text{ kN}}{2\phi 12}$$

Figura 5.2.3 Representació mètode bieles i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

CÀLCUL DE SABATES PREFABRICADES

DADES:

Tipus de sabata:	Sabata armada	
	Sabata amb collarí rugós	
Tipus de pilar:	Pilar de formigó	
Tipus de formigó (fck):	HA-45	45 N/mm ²
Tipus d'acer (fyk):	B500S	500 N/mm ²
Tamany màxim del granulat (TM):		18 mm
Consistència (C):		F - Fluïda
Ambient (A):		Ila

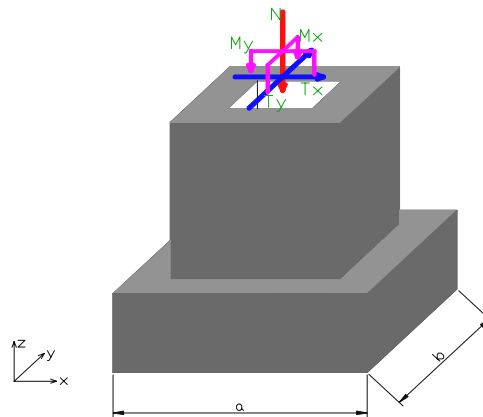
Sol·licitacions a la base del pilar:

E.L.S:

T _x (F _x):	1,65 kN
T _y (F _y):	12,14 kN
N (F _z):	1916,27 kN
M _x :	45,24 mkN
M _y :	9,58 mkN
M _z :	0,08 mkN

E.L.U:

T _{x_d} (F _{x_d}):	2,4 kN
T _{y_d} (F _{y_d}):	17,38 kN
N _d (F _{z_d}):	2645,03 kN
M _{x_d} :	64,81 mkN
M _{y_d} :	13,94 mkN
M _{z_d} :	0,43 mkN



Pes propi del pilar (Tram encastat) (P_o): 4,6875 kN

Longitud d'encastament (l): 0,75 m
 Dimensió del pilar (a'): 0,5 m
 Dimensió del pilar (b'): 0,5 m
 Pes específic del formigó: 25 kN/m³

Pes propi de la sabata (P_s): 37 kN

Alçada de la sabata (h_o): 0,55 m
 Alçada de la sabata total (h): 1,15 m
 Dimensió de la sabata (a): 3,3 m
 Dimensió de la sabata (b): 3,3 m
 Pes específic del formigó (γ_h): 25 kN/m³

Pes propi del terreny (P_t): 366,6663 kN

Pes específic del terreny (γ_t): 25,9 kN/m³
 Alçada de terres (H): 1,3 m

Dades geomètriques del collarí:

Espessor de la paret (dI):	0,18 m
Menor dimensió del forat (w):	0,7 m
Dimensió exterior del collarí (a''):	1,165 m

Coeficients per les comprovacions:

Coeficient de seguretat al bolc (γ_1):	1,5
Coeficient de seguretat al lliscament (γ_2):	1,5

Dades del geotècnic:

Angle de fregament intern (θ) en graus:	27,4
Angle de fregament intern (θ) en radians:	0,48
Valor de la cohesió (c):	29 kN/m ²
Tensió admissible (σ_{adm}):	200 kN/m ²

1. TIPUS I GEOMETRIA DE LA SABATA:

1.1 TIPUS DE SABATA:

Vol màxim de la sabata (V):

1,05

Alçada màxima de la sabata (H):

0,25

La sabata estudiada és

FLEXIBLE

1.2 RECOBRIMENT DE LA SABATA:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

r_{min} = recobriment mínima en mm, segons la classe d'exposició ambiental (Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II). Aquesta taula s'ha extret de la instrucció espanyola EHE-08 (Taula 37.2.4.1.a)

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm²]	Vida útil de proyecto (t_v): (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II

Ambient (A): IIa
 f_{ck} (N/mm²) = 45
 t_g = 100

r_{min} = 20 mm

El recobriment mínim ha de complir:

\geq $\begin{cases} \varnothing\text{barra (armadura principal)} \\ 0,8 \cdot TM \text{ (tamany de l'àrid)} \end{cases}$ **Complex Complex**

Δr = Marge de recobriment segons el nivell de control d'execució.

Δr = $\begin{cases} 0 \text{ mm (en prefabricació)} \\ 5 \text{ mm (in situ/control intens)} \\ 10 \text{ mm (resta de casos)} \end{cases}$

Δr = 0 mm

Prefabricació

$$r_{nom} = 2 \text{ cm}$$

2. COMPROVACIONS A REALITZAR:

2.1 COMPROVACIÓ AL BOLC:

Cal realitzar la comprovació al bolc, sempre que existeixin moments i tallants de certa importància. La condició que s'ha de complir és que els moments estabilitzadors (M1) siguin superiors als moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

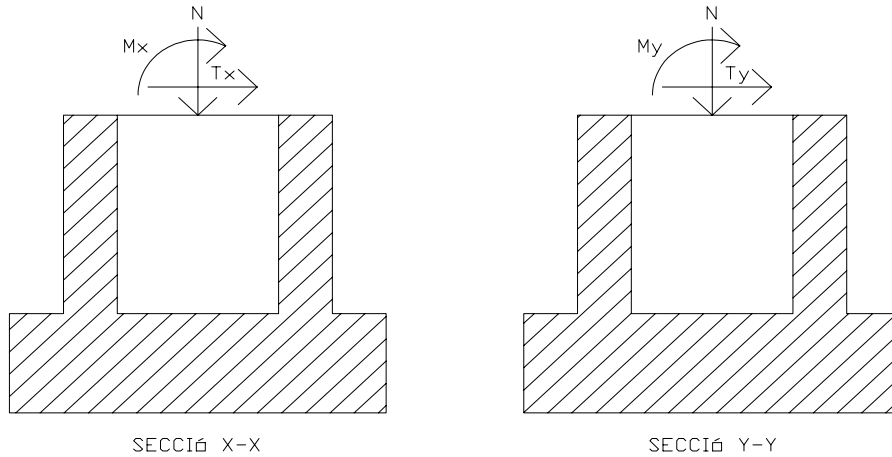


Figura 2.1.1 Representació de les forces i moments a les dos direccions

SECCIÓ X-X:

Moments estabilitzadors (M1) \geq Moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right) \geq (M_x + T_x \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_x + T_x \times h)} \geq \gamma_1$$

68,54 \geq 1,5

COMPLEX

SECCIÓ Y-Y:

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right) \geq (M_y + T_y \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_y + T_y \times h)} \geq \gamma_1$$

137,23 \geq 1,5

COMPLEX

2.2 COMPROVACIÓ AL LLISCAMENT:

La comprovació al lliscament s'efectuarà en el cas de sabates no travades (Figura 2.2.1 Sabates travades), sotmeses a accions horitzontals cal comprovar-se la seguretat al lliscament. No obstant, si existeix travament (Figura 2.2.2 Sabates travades), es pot prescindir d'aquesta comprovació.

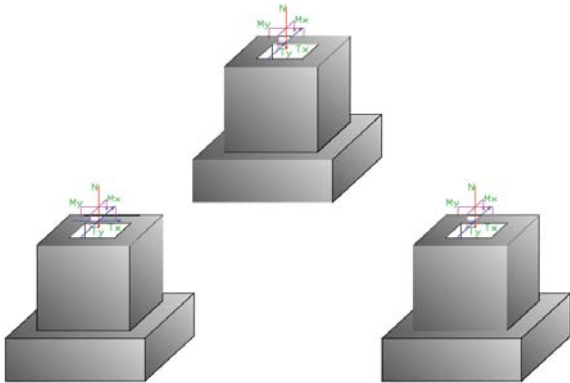


Figura 2.2.1 Sabates no travades

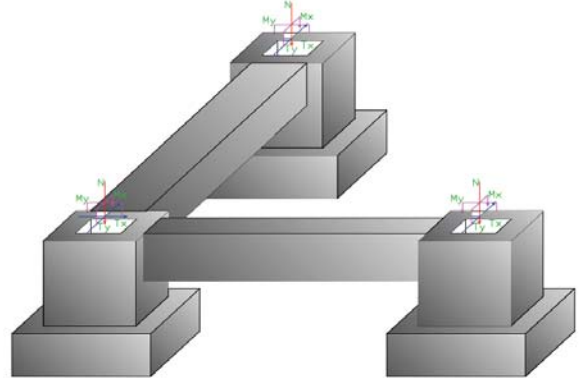


Figura 2.2.2 Sabates travades

Per aplicar la formulació correcta cal saber si el sòl és cohesiu, com en el cas de les argiles, o bé, no cohesiu, com en el cas de les sorres.

Sòl sense cohesió (sorres):

Sòl cohesiu (argiles):

$$\frac{(N+P_o+P_s) \times \text{tg}\theta_{2/3}}{V} \geq \gamma_2$$

$$\frac{A \times c_{1/2}}{V} \geq \gamma_2$$

52,75 ≥ 1,5

12,89 ≥ 1,5

Fórmula no vàlida per aquest cas!

COMPLEIX

2.3 COMPROVACIÓ A L'ENFONSAMENT I DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

2.3.1. CÀLCUL DE LES EXCENTRICITATS

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_x = \frac{(M_y + T_x \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_x : 0,00

$$\eta_x = \frac{e_x}{a}$$

η_x : 0,001

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_y = \frac{(M_x + T_y \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_y : 0,03

$$\eta_y = \frac{e_y}{b}$$

η_y : 0,008

Nota: Com esmenta Montoya en el llibre "Hormigón Armado" a la pàgina 491, per la comprovació de pressions sobre la base de la cimentació s'exclou el pes del sol, ja que el sòl de la base estava abans d'efectuar l'excavació. en equilibri amb tal pes.

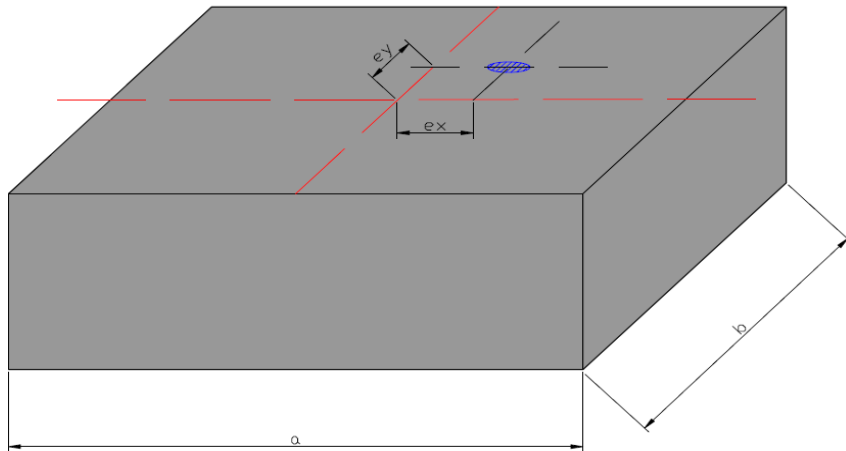


Figura 2.3.1.1 Representació de les excentricitats a cada direcció

L'objectiu és convertir les diferents forces i moments en una sola força vertical puntual a una certa distància de l'eix x i de l'eix y, tal i com s'indica en els esquemes següents:

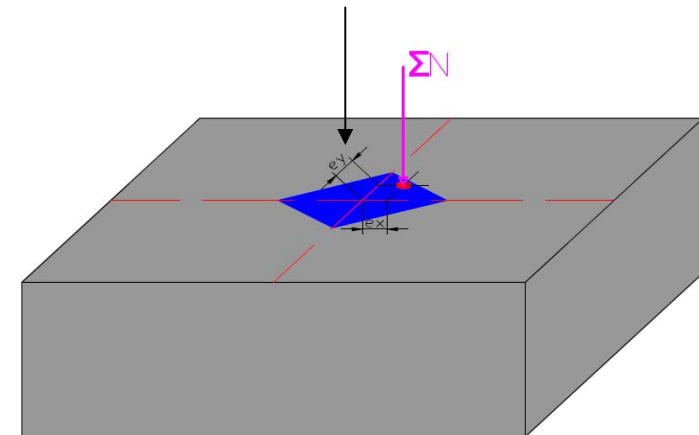
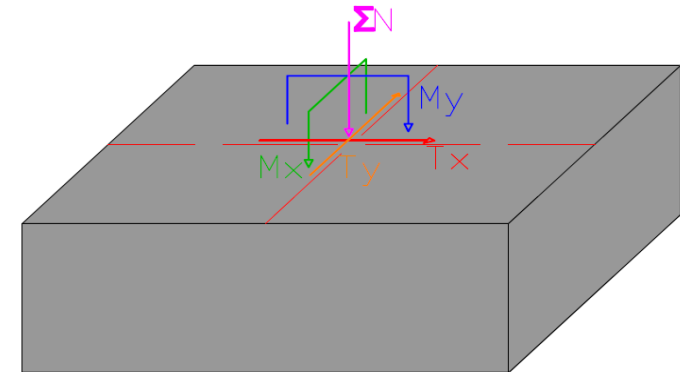


Figura 2.3.1.2 Conversió de forces i moments a una puntual

2.3.2. CÀLCUL DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

Em trobo davant del cas més general de resultant excèntrica ambdues direccions. Per considerar que les excentricitats relatives són reduïdes, cal complir la següent condició:

Segons J. Calavera i Montoya:

Si totes les pressions sobre el sòl són de compressió o nul·les, la distribució segueix la Llei de Navier:

$$\sigma = \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_x \pm 6 \times \eta_y)$$

$\sigma_{\max}(\text{kN/m}^2)$:	189,73	$\eta_x + \eta_y +$
$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$:	173,08	$\eta_x + \eta_y -$
$\sigma_3(\text{kN/m}^2)$:	186,51	$\eta_x - \eta_y +$
$\sigma_{\min}(\text{kN/m}^2)$:	169,85	$\eta_x - \eta_y -$

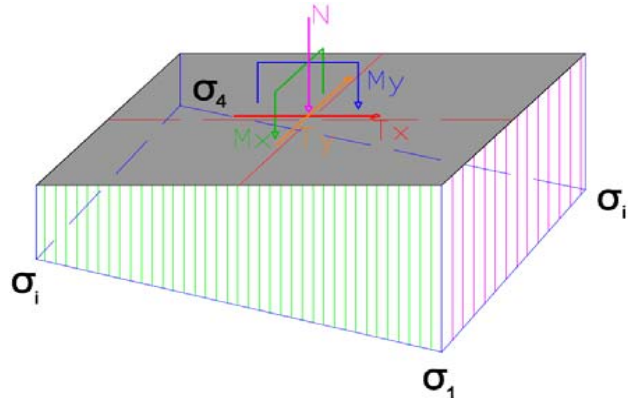


Figura 2.3.2.1 Representació de la pressió

$$\eta_x + \eta_y \leq 1/6$$

$$0,01 \leq 0,167$$

Si compleix: **COMPLEIX** Si no compleix: ---

Tant si compleix com si no:

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

a) Valors d'entrada a l'àbac:

η_x :	0,001
η_y :	0,008

b) Mirar en quin cas de l'àbac m'ubico i trobar el valor de k (Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG):

CAS:	CAS 1
k=	1,1

c) Fórmula per obtenir el valor de la pressió

$$\sigma_{t, \max} = k \times \frac{N}{(a \times b)}$$

$\sigma_{t, \max}$:	197,77	kN/m^2
----------------------	--------	-----------------

Segons Montoya, mitjançant taules:

Cal que es compleix la següent condició:

$$\eta_x + \eta_y < 1/3$$

a) Valors d'entrada a les taules (Figura 2.3.2.2a, 2b, 2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA):

$100\eta_1 =$	0,77	$\eta_1 = \max(\eta_x, \eta_y)$
$100\eta_2 =$	0,15	$\eta_2 = \min(\eta_x, \eta_y)$

b) Valors extrets de les taules:

$\alpha_1 =$	0
$\alpha_2 =$	0
$\alpha_3 =$	0

c) Aplicar fórmules:

$$\sigma_1 = \frac{100}{\alpha_1} \times \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \quad \sigma_1 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \times \sigma_1 \quad \sigma_2 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_3 = \#j \text{DIV}/0!$$

$$\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3 - \sigma_1 \quad \sigma_4 = \#j \text{DIV}/0!$$

2.3.2.1. ÀBAC DE TENG DE J.CALAVERA

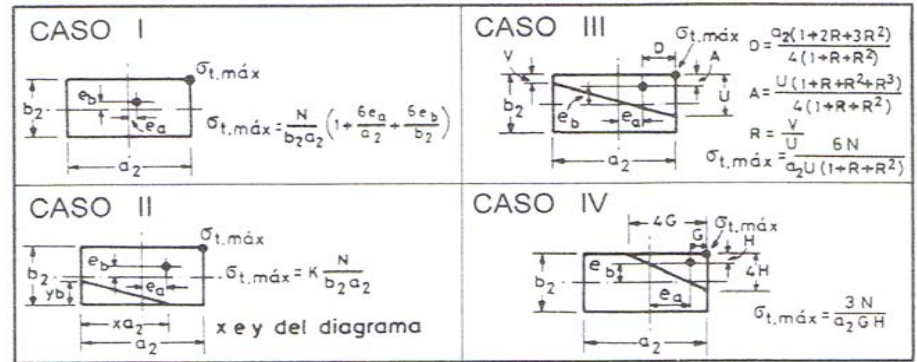
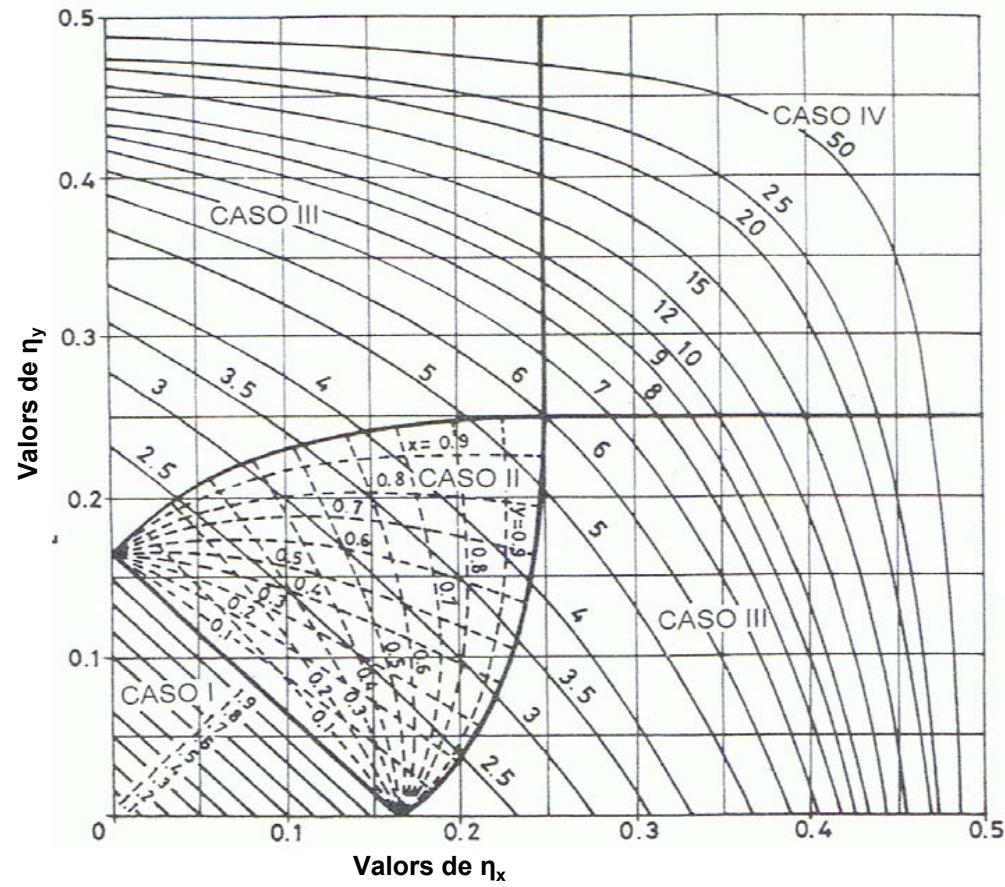


Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG

2.3.2.2. TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA DE MONTOYA

A) Taula per trobar el valor de $10\alpha_1$:

PRESIÓN MÁXIMA EN ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA
VALORES DEL COEFICIENTE $10\cdot\alpha_1$

$100 \eta_1$	$100 \eta_2$																															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
0	1000																															
1	943	893																														
2	893	847	807																													
3	847	807	769	736																												
4	806	769	735	704	676																											
5	769	735	704	675	649	625																										
6	735	704	675	649	625	602	581																									
7	704	676	649	625	602	581	562	543																								
8	676	649	625	602	581	562	543	526	510																							
9	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481																						
10	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454																					
11	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428																				
12	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404																			
13	562	543	526	510	495	481	467	453	441	428	416	404	392	380	369	358																
14	543	526	510	495	481	467	453	440	428	416	404	392	380	369	358	347	337															
15	526	510	495	481	467	453	440	428	415	403	392	380	369	358	347	337	326	316														
16	510	495	481	467	453	440	427	415	403	391	380	369	358	347	337	326	316	306	296													
17	495	480	466	453	440	427	415	402	391	379	368	357	347	336	326	316	306	296	287	277												
18	480	466	452	439	426	414	402	390	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277	268	259											
19	465	451	438	425	413	401	389	378	367	356	345	335	325	315	305	296	286	277	268	259	250	242										
20	450	437	424	412	400	388	377	366	355	344	334	324	314	304	295	286	277	268	259	250	242	225										
21	435	422	410	398	386	375	364	353	343	333	323	313	303	294	285	276	267	258	250	241	233	225	217	209								
22	420	408	396	384	373	362	351	341	331	321	312	302	293	284	275	266	258	249	241	233	225	217	209	202	195							
23	405	393	382	370	360	349	339	329	319	310	300	291	283	274	265	257	249	240	232	225	217	209	202	194	187	180						
24	390	378	367	357	346	336	326	317	307	298	289	281	272	264	255	247	239	231	224	216	209	202	194	187	180	173	167					
25	375	364	353	343	333	323	314	305	296	287	278	270	262	254	246	238	230	223	215	208	201	194	187	180	173	167	154					
26	360	349	339	329	320	310	301	292	284	275	267	259	251	243	236	228	221	214	207	200	193	186	179	173	166	160	154	147	141			
27	345	335	325	316	306	297	289	280	272	264	256	248	241	233	226	219	212	205	198	191	185	178	172	166	159	153	147	141	135	129		
28	330	320	311	302	293	285	276	268	260	252	245	237	230	223	216	209	202	196	189	183	177	171	164	158	153	147	141	135	129	123	118	
29	315	306	297	288	280	272	264	256	248	241	234	227	220	213	206	200	193	187	181	175	169	163	157	151	146	140	134	129	123	117	112	107
30	300	291	283	274	266	259	251	244	237	229	223	216	209	203	196	190	184	178	172	166	161	155	149	144	139	133	128	123	117	112	107	
31	285	277	268	261	253	246	239	232	225	218	211	205	199	193	187	181	175	169	163	158	153	147	142	137	132	127	122	117	111	106	101	
32	270	262	254	247	240	233	226	219	213	207	200	194	188	183	177	171	166	160	155	150	145	140	135	130	125	120	115	110	106	101		
33	255	247	240	233	226	220	213	207	201	195	189	183	178	172	167	162	156	151	146	141	137	132	127	122	118	113	109	104				
34	240	233	226	220	213	207	201	195	189	184	178	173	167	162	157	152	147	142	138	133	128	124	120	115	111	107	102					
35	225	218	212	206	200	194	188	183	177	172	167	162	157	152	147	143	138	134	129	125	120	116	112	108	104	100						
36	210	204	198	192	187	181	176	171	166	161	156	151	146	142	138	133	129	125	120	116	112	109	105	101								
37	195	189	184	178	173	168	163	158	154	149	145	140	136	132	128	124	120	116	112	108	104	101										
38	180	175	170	165	160	155	151	146	142	138	134	130	126	122	118	114	110	107	103													
39	165	160	155	151	147	142	138	134	130	126	122	119	115	112	108	105	101															
40	150	146	141	137	133	129	126	122	118	115	111	108	105	101																		
41	135	131	127	123	120	116	113	110	106	103	100																					
42	120	116	113	110	107	103	100																									
43	105	102																														

Nota: La tabla ofrece valores de $10\cdot\alpha_1$, en vez de valores de α_1 , por razones tipográficas (economía de espacio)

Figura 2.3.2a TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

B) Taula per trobar el valor de α_2 :

PRESIONES EN ESQUINAS DE ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA. VALORES DEL COEFICIENTE α_2

$100 \eta_1$	$100 \eta_2$																																			
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30					
0	100																																			
1	100	89																																		
2	100	90	81																																	
3	100	90	82	74																																
4	100	91	82	75	68																															
5	100	91	83	76	69	62																														
6	100	92	84	77	70	64	58																													
7	100	92	84	77	71	65	60	54																												
8	100	92	85	78	72	66	61	56	51																											
9	100	92	85	79	73	67	62	57	52	48																										
10	100	93	86	80	74	68	63	58	54	50	45																									
11	100	93	87	80	75	69	64	60	55	51	47	43																								
12	100	93	87	81	75	70	65	61	56	52	48	44	40																							
13	100	93	87	82	76	71	66	62	57	53	49	45	41	37																						
14	100	94	88	82	77	72	67	62	58	54	50	46	42	38	35																					
15	100	94	88	83	77	72	68	63	59	55	50	47	43	39	35	32																				
16	100	94	88	83	78	73	68	64	59	55	51	47	43	40	36	33	29																			
17	100	94	89	83	78	73	69	64	60	56	52	48	44	40	37	33	30	26																		
18	100	94	89	83	78	74	69	64	60	56	52	48	44	41	37	34	30	27	23																	
19	100	94	89	83	78	74	69	65	60	56	52	48	45	41	38	34	31	27	24	20																
20	100	94	89	83	79	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	27	24	21	17															
21	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	28	24	21	18	14														
22	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	24	21	18	14	11													
23	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	7												
24	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4											
25	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0										
26	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4									
27	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9								
28	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14							
29	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19						
30	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24					
31	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29				
32	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29	-34			
33	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9								
34	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4									
35	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4									
36	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8												
37	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14														
38	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25																	
39	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31																			
40	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42																						
41	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53																									
42	100	94	89	83	78	74	69																													
43	100	94																																		

Figura 2.3.2b TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

En tots els casos cal complir la següent condició:

$$\sigma_i \leq 1.25 \times \sigma_{adm}$$

Per excentricitats petites:

1) Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{\max}: 189,73 \text{ kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans o/i petites:

1) Segons J. Calavera:

$$\sigma_{t,\max}: 197,77 \text{ kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans:

1) Segons Montoya:

$$\sigma_1: \#DIV/0! \text{ kN/m}^2$$

No correspon...

2.3.3. DISTRIBUCIÓ DE LES TENSIONS:

Si ens trobem en el cas d'excentricitats petites (es segueix la Llei de Navier) o bé en el CAS 1 de J. Calavera, la distribució és relativament uniforme. Adoptant aquesta solució conservadora, s'utilitzarà aquesta tensió $\sigma_{t,\max}$ per calcular l'armadura que es necessitarà per la sabata.

3. CÀLCUL DE L'ARMADURA

Per calcular l'armadura es seguirà el mètode de bieles i tirants en el cas de ser una sabata rígida i la teoria de flexió, per les sabates flexibles.

Després de saber el mètode de càlcul, segons la geometria de la sabata: sabata simple, sabata amb collarí rugós i sabata amb collarí llis, s'haurà de seguir el CAS 1, el CAS 2 o el CAS 3, respectivament.

Quin mètode s'ha de seguir?

TEORIA DE FLEXIÓ

En quin cas ens trobem segons la geometria de la sabata?

CAS 2

3.1 CÀLCUL A FLEXIÓ. DIMENSIONAMENT DE L'ARMADURA PRINCIPAL

Per poder aplicar l'equació de la flexió composta, la càrrega ha d'ubicar-se dintre del nucli central d'inèrcia (àrea blava) (Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega):

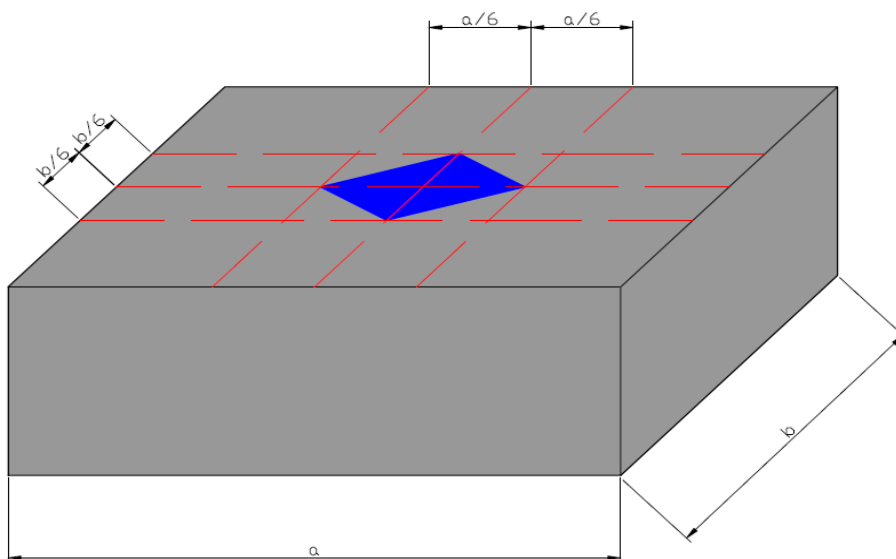


Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega

3.1.1 CÀLCUL DE LA TENSIÓ MÀXIMA:

3.1.1.1 Excentricitats per les accions majorades:

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_{xd} = \frac{(M_{yd} + T_{xd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{xd} : 0,01

$$\eta_{xd} = \frac{e_{xd}}{a}$$

η_{xd} : 0,002

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_{yd} = \frac{(M_{xd} + T_{yd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{yd} : 0,03

$$\eta_{yd} = \frac{e_{yd}}{b}$$

η_{yd} : 0,008

3.1.1.2 Tensió màxima per les accions majorades:

Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{d,\max} = \left(\frac{N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td}}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_{kd} \pm 6 \times \eta_{yd})$$

$\sigma_{d,\max}$ 262,33 kN/m²

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

$$\sigma_{td,\max} = k \times \frac{N_d}{(a \times b)}$$

$\sigma_{td,\max}$: 272,86 kN/m²

3.1.2 CÀLCUL DE L'ARMADURA QUE PORTARÀ LA SABATA

CAS 1 - Sabata simple

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions).

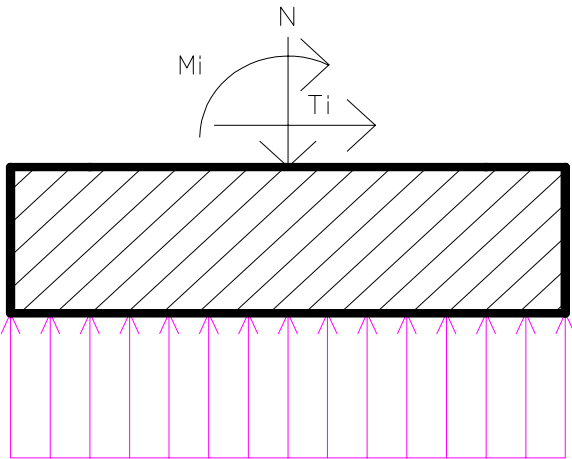


Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 272,86 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 1,05 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó:

$$m = v + 0,15 \cdot a'$$

$$m = 1,125 \text{ m}$$

b) Per pilars de "ladrillo" o mamposteria:

$$m = v + 0,25 \cdot a'$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

c) Per pilars de metàl.lic amb placa:

$$m = v + (a-c) / 4$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènsula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

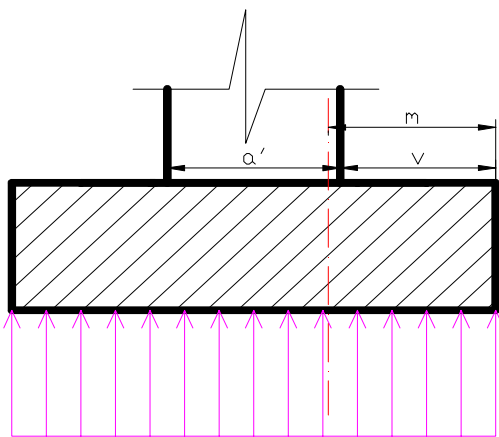
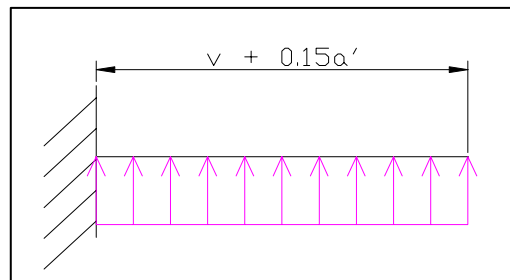


Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times (v + 0.15 \times a')^2$$

$$M_{ad} = 569,81 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0213$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,52 m

Mirant la Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obté el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J. Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 2687,26 kN

Mirant la Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:



Armat seleccionat:

Àrea de l'armadura (cm²):



SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m										
CUALQUIER TIPO DE ACERO										
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.3 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.4)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

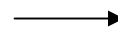
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 17160 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 15,44 \text{ cm}^2$$



Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

No compleix, per tant, finalment, es col.locarà l'armadura en funció de l'armadura mínima necessària per complir la quantia geomètrica mínima que es requereix per complir la normativa EHE-08.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 0

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.4 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

0

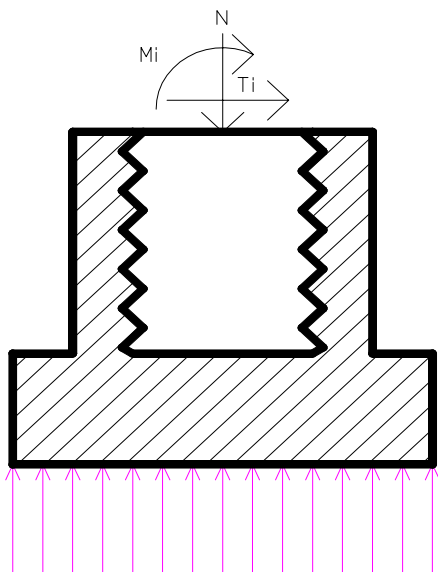
→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			
			d1=	0 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi_{\text{barres}}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)			
		2,25		
			d2=	0 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubiriment (cm)			
	2		d3=	4 cm

$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$		
4,00	≤	330
4,00	≤	330

HI HA ESPAI SUFICIENT
HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 2 - Sabata amb collari rugós

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions).



$\sigma_{td} = 272,86 \text{ kN/m}^2$ (Tensió majorada)
 $v = 1,05 \text{ m}$

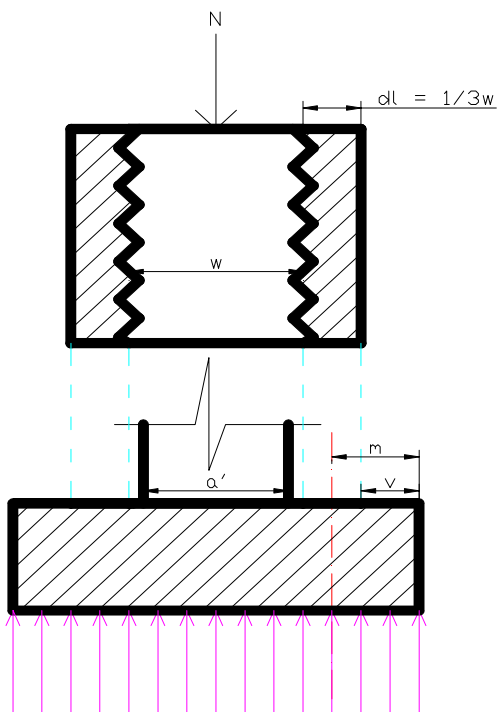
a) Per pilars de formigó prefabricat:

$m = v + 1/6 * w$
 $m = 1,17 \text{ m}$

Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènsula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.



$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$M_{ad} = 612,80 \text{ mkN}$

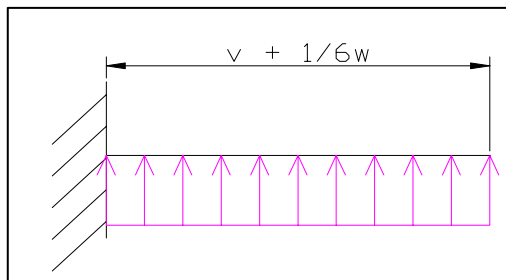


Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment

b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0229$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,52 m

Mirant la Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,1425$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 7335,90 kN

Mirant la Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

35ø25
7469

Armat seleccionat: 35ø25

Àrea de l'armadura (cm²): 171,85

SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m		CUALQUIER TIPO DE ACERO								
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.7 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.8)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

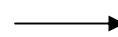
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 17160 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 15,44 \text{ cm}^2$$



8ø16

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 35ø25

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.8 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

35ø25

→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$			
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)			
	35 2,5		d1=	87,5 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi_{\text{barres}}))$			
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)			
	34 2,25 2,5		d2=	95,625 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$			
	Recubirment (cm)			
	2		d3=	4 cm

$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$		
187,13	≤	330
187,13	≤	330
		HI HA ESPAI SUFICIENT
		HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 3 - Sabata amb collari llis

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions).

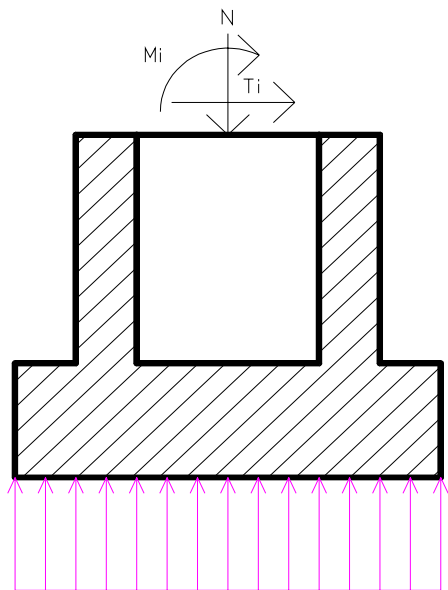


Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 272,86 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 1,05 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \cdot w$$

$$m = 1,17 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

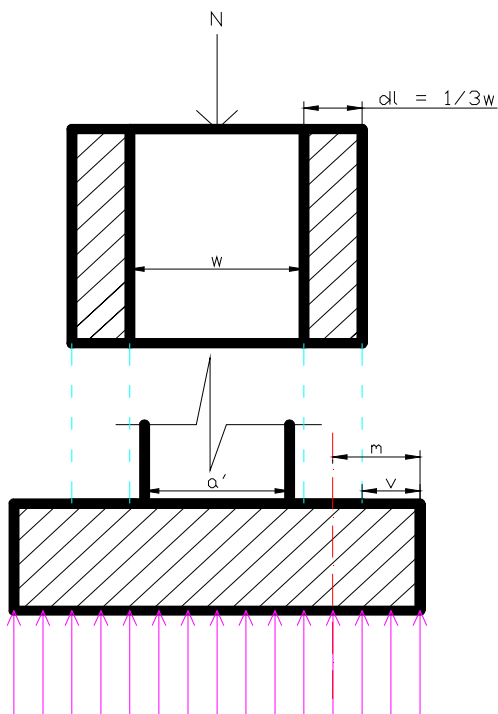
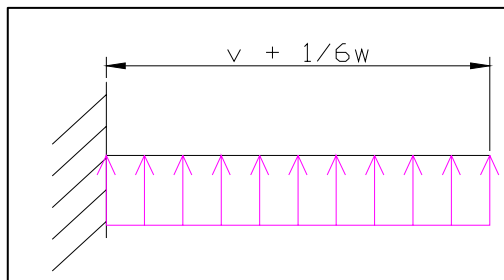


Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 612,80 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0229$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,52 m

Mirant la Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,1425$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 7335,90 kN

Mirant la Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										$\gamma_s = 1,15$
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

35ø25
7469

Armat seleccionat: 35ø25

Àrea de l'armadura (cm²): 171,85

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.12)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

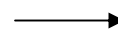
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 17160 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 15,44 \text{ cm}^2$$



8ø16

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 35ø25

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.12 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col·locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

36ø16

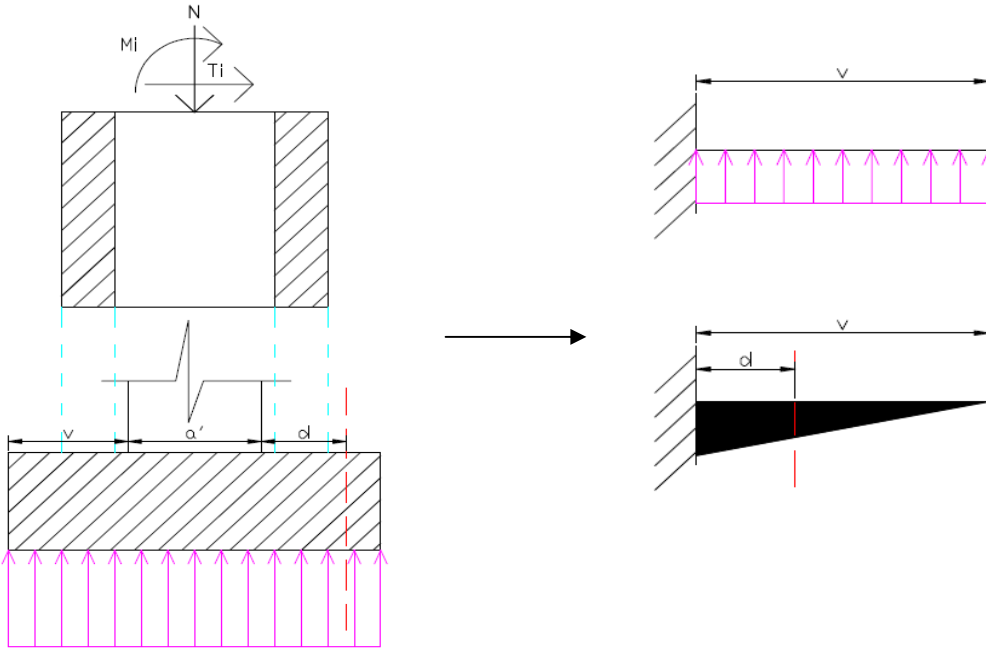
→	$d1 = n^{\circ} \text{ barres} \times \phi_{\text{barres}}$		
	Nº de barres ϕ_{barres} (cm)		
	35 2,5	d1=	87,5 cm
→	$d2 = n^{\circ} \text{ espais} \times (\max(1.25 \times \text{tamany } _ \text{àrid}; \phi_{\text{barres}}))$		
	Nº d'espais Tamany àrid ϕ_{barres} (cm)		
	34 2,25 2,5	d2=	95,625 cm
→	$d3 = 2 \times \text{recobrimen } t$		
	Recubirment (cm)		
	2	d3=	4 cm

$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$		
187,13	≤	330
187,13	≤	330
		HI HA ESPAI SUFICIENT
		HI HA ESPAI SUFICIENT

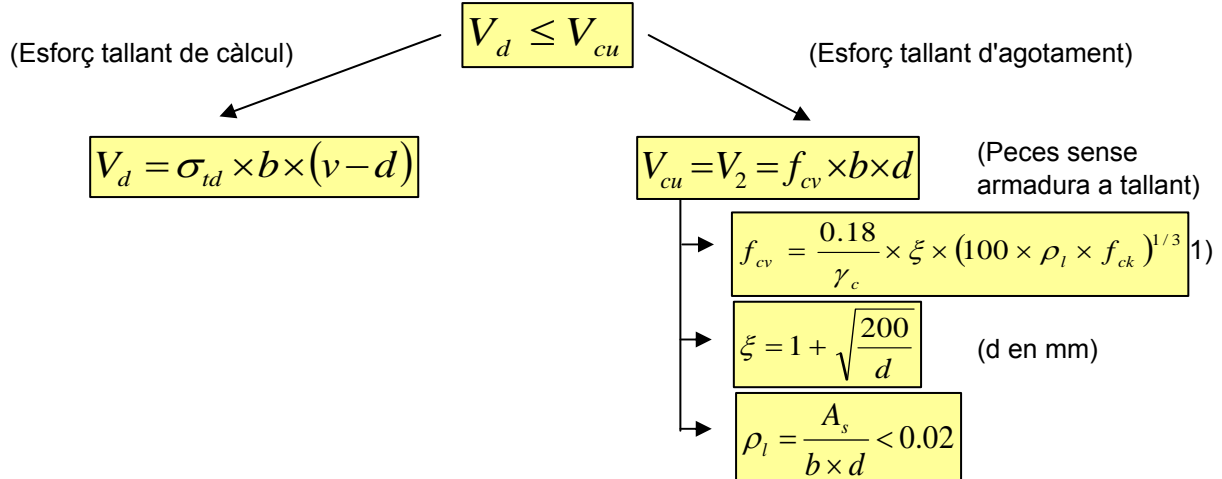
4. COMPROVACIONS DESPRÉS DE CALCULAR L'ARMAT

4.1 COMPROVACIÓ A TALLANT (Per sabates flexibles)

La comprovació a tallant es realitzarà a una secció situada a una distància igual al cantell útil d de la cara del pilar.



Cal que es compleixi que l'esforç tallant de càlcul V_d sigui inferior o igual a l'esforç tallant d'agotament V_{cu} :



Dades per calcular l'esforç tallant d'agotament:

f_{cv} = resistència convencional del formigó a tallant.

f_{ck} = resistència característica del formigó, en N/mm^2

ξ = coeficient que té en compte la influència del cantell útil a l'efecte de l'engranament dels àrids.

ρ_l = quantia geomètrica de l'armadura longitudinal de tracció, que possibilita la resistència per l'efecte arc i per l'efecte passador.

A_s = àrea de l'armadura longitudinal de tracció anclada a una distància igual o major que d a partir de la secció en la que es comprova el tallant.

(*1) Aquesta fórmula s'ha extret de la nova norma EHE-08.

Pla X-X

$V_{d,x-x} = 477231,10 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 538998,05 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,27 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,31 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,62$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0009 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

(*2) Si l'acer és B400S la quantia geomètrica (ρ) queda limitada al valor 0,02, en canvi, si és B500S, el valor límit passa a ser 0,016(1,25 x ρ). Cal esmentar que la EHE-08 no distingeix entre els diferents tipus d'acer i posa com a límit el valor 0,02.

Pla Y-Y

$V_{d,x-x} = 477231,10 \text{ N}$	\leq	$V_{cu,x-x} = 538998,05 \text{ N}$
\downarrow		\downarrow
$\sigma_{td} = 0,27 \text{ N/mm}^2$		$f_{cv} = 0,31 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$
		$\xi = 1,62$
		nº de barres = 8,00
		àrea d'1 barra = 2,01 cm ²
		$A_s = 16,08$
		$\rho = 0,0009 \text{ (*2)}$
		La quantia geomètrica és < 0,02!

COMPLEIX

Nota: La comprovació en sabates escalonades, és possible que s'hagi d'estudiar una altra secció.

Nota I: En el cas que no es compleixi la condició anterior, es pot col·locar armadura transversal en cada direcció, d'acord amb la teoria general de l'esforç tallant en peces lineals. No obstant, aquesta solució és antieconòmica, ja que, si és possible, és preferible augmentar el cantell de la sabata.

4.2 COMPROVACIÓ A PUNXONAMENT (Per sabates flexibles i en els calzes)

La superfície i el perímetre crític es representen a la Figura 4.2.1 Zona de punxonament, que segons la EHE el perímetre crític està situat a una distància $2d$ del contorn de l'àrea carregada (pilar), sent d el cantell útil de la sabata.

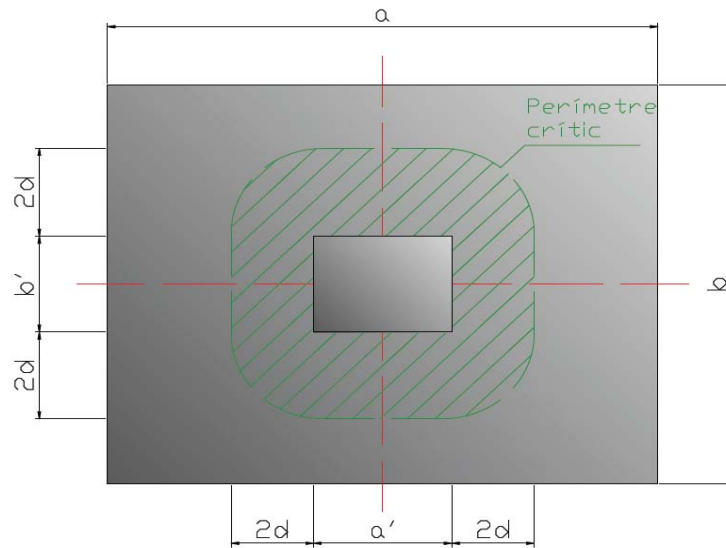
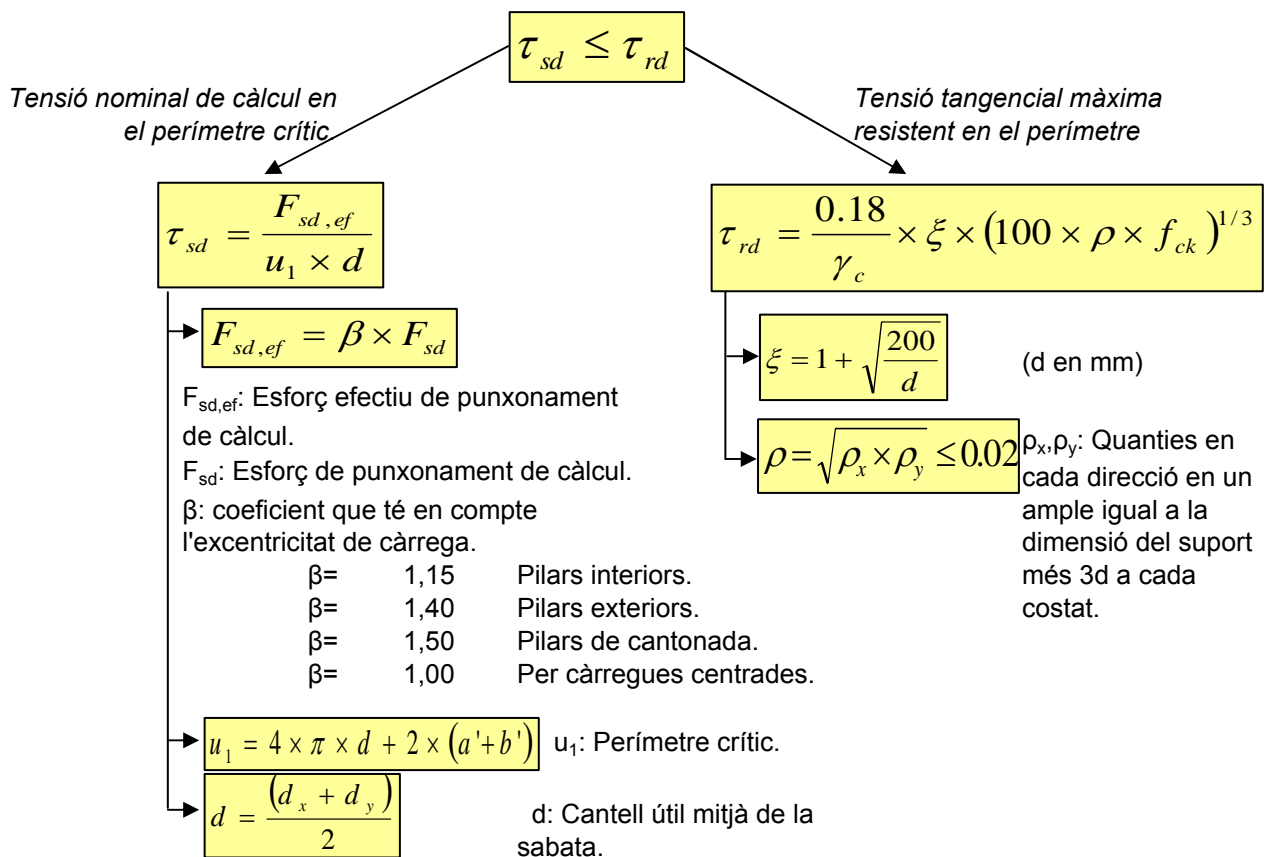


Figura 4.2.1 Zona de punxonament

Per tal que no sigui necessària l'armadura a punxonament cal que es compleixi la següent condició:



$T_{sd} = 0,19 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $F_{sd,ef} = 863891,50 \text{ N}$ $\beta = 1,15$ $F_{sd} = 751210 \text{ N}$ $u_1 = 8534,51 \text{ mm}$ $d = 520 \text{ mm}$	\leq	$T_{rd} = 0,82 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $f_{cv} = f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 1,62$ $n^\circ \text{ de barres}_{x-x} = 8,00$ $\text{\`a rea d'1 barra}_{x-x} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_x = 0,0009 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $n^\circ \text{ de barres}_{y-y} = 8,00$ $\text{\`a rea d'1 barra}_{y-y} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_y = 0,0009 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $\rho = 0,0009 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEIX: NO \u00c9S NECESSARI L'ARMADURA A PUNXONAMENT

4. ANCLATGE DE LES ARMADURES

Les longituds d'anclatge a les sabates es comptaran a partir d'una distància d de la secció 1-1 (Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge)

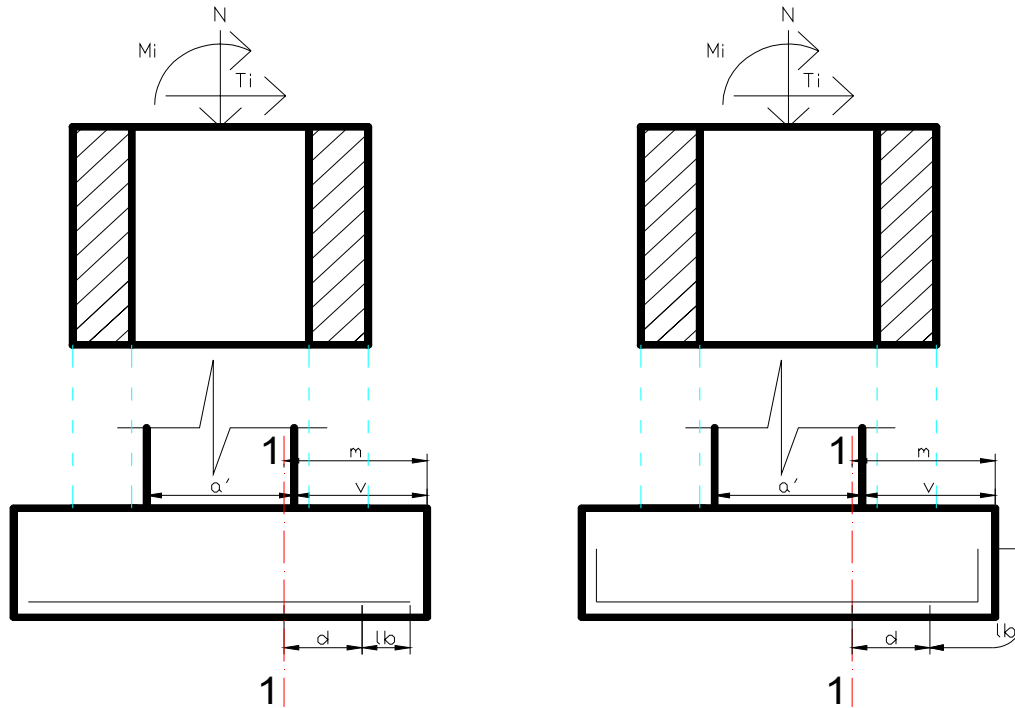


Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge

Dades de les barres i de l'anclatge:

a) Tipus d'adherència de la barra:

Posició I	Bona adherència	Posició I
	Mala adherència	Posició II

b) Tipus d'acabat de la barra:

Prolongació recta	Prolongació recta
	Patilla

c) Tipus de resistència del formigó:

45

d) Tipus d'acer:

B500S

e) Diàmetre (\emptyset) de la barra:

2,5

e) Mirar l'esquema (Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició) i introduir en el quadre gris la mX del cas que s'estar estudiant:

Introduir la "m" correcta:

m1



Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició

f) Mirar la taula (Taula 4.1 Valors de m) per trobar el valor de m en funció del tipus d'adherència, el tipus d'acabat, tipus de resistència del formigó i el tipus d'acer.

f _{ck}	B-400S				B-500S			
	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄
25	12	17	8	12	15	32	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	8	11	6	8	11	15	8	11
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Taula 4.1 Valors de "m"

Valor de "m": 11

g) Trobar el valor de la longitud bàsica d'ancoratge (l_b) a tracció, complint les següents condicions:

Posició I:

$$l_b = m_{1,3} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20;28.5} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

Posició II:

$$l_b = m_{2,4} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14;20} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

on:

f _{yk}	→	N/mm ²
ø	→	cm

B-400S	→	400 N/mm ²
B-500S	→	500 N/mm ²

Nota: Es limitarà la resistència característica de l'acer a 400 N/mm², encara que s'estigui utilitzant un acer tipus B-500S.

Si posició I i prolongació recta:

l _b =	68,75	cm
(f _{yk} /20)*ø=	50	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i prolongació recta:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	71,4285714	?
15cm=	15	?

Si posició I i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /20)*ø=	50	?
15cm=	15	?

Si posició II i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	71,4285714	?
15cm=	15	?

Introduir el valor de la longitud bàsica definitiva:

68,75

h) Trobar el valor de la longitud d'anclatge neta a tracció, per tal de poder reduir la longitud d'anclatge:

A la longitud bàsica s'han d'aplicar els següents factors de correcció:

1. Longitud d'ancoratge mínima:

- a. 15cm.
- b. 10∅.
- c. 1/3lb → per barres traccionades.
- d. 2/3lb → per barres comprimides.

15
25
22,92
45,83

Longitud mínima a complir: 15,00

- 2. En el cas que hi pugui haver efectes dinàmics (sisme), les longituds d'incrementaran en 10∅.
- 3. Si l'armadura real és superior a l'estrictament necessària, les longituds es poden reduir d'acord amb:

$$l_{b,net} = l_b \times \beta \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

On: lb = longitud bàsica d'ancoratge obtinguda a l'apartat g).

l_{b,net} = 67,50 cm

β = coeficient segons disposicions (forma) de l'ancoratge. (Veure Taula 4.2 Valors del factor de correcció β).

β = 1
 A_s = 168,7257
 A_{s,real} = 171,85

A_s = àrea d'armadura necessària.

A_{s,real} = àrea d'armadura real que es col·locarà.

TIPUS	TRACCIÓ	COMPRESSIÓ
Prolongació recta	1	1
"Patilla"	0.7	1
Barra transversal soldada	0.7	0.7

Taula 4.2 Valors del factor de correcció β.

Nota: la longitud bàsica neta ha de complir les tres condicions de longituds d'ancoratge mínimes.

Nota: Per calcular la longitud bàsica i la longitud neta d'ancoratge a compressió es seguiran els mateixos criteris que per tracció. Només canviarà el factor de correcció per "patilla" per ser ineficaç.

Conceptes importants en el cas de sabates:

1) Tal i com explica Montoya a la pàgina 511 del seu llibre de "Hormigón Armado", si no és necessari el doblegat de les armadures, aquestes es prolongaran fins a l'extrem de la sabata deixant el recobriments

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.1 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE RUGOSA

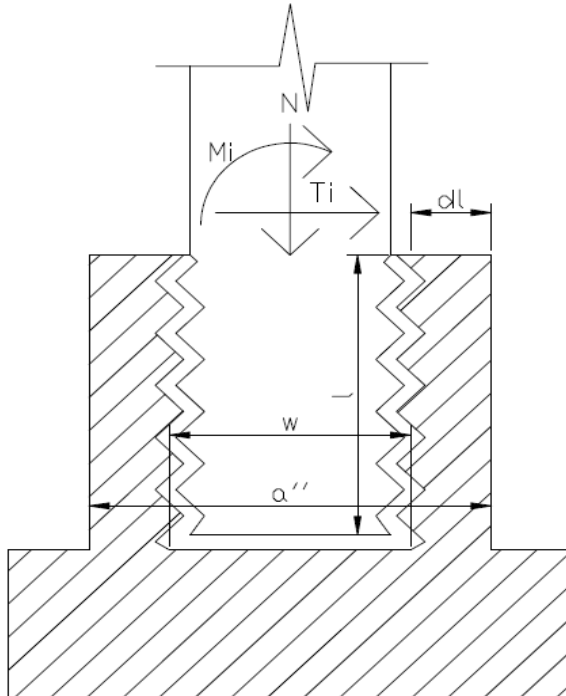


Figura 5.1.1 Esquema sabata amb collarí de superfície rugosa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,7 \quad \text{m}$$

$$dl = 0,18 \quad \text{m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$\frac{M}{N \times a'} \leq 0,15 \quad \longrightarrow \quad l \geq 1,2 \times a'$$

$$\frac{M}{N \times a'} = 2,00 \quad \longrightarrow \quad l \geq 2,0 \times a'$$

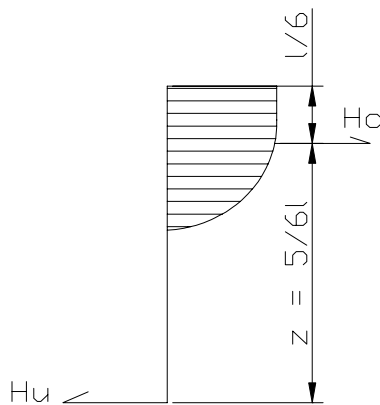
Direcció X		Direcció Y	
Mx=	64,81 mkN	My=	13,94 mkN
N=	2645,03 kN	N=	2645,03 kN
Tx=	2,40 kN	Ty=	17,38 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
Relació:	0,05	Relació:	0,01
long.mínima:	0,60 m	long.mínima:	0,60 m

$$\text{long.mínima} = 0,60 \quad \text{m}$$

$$l = 0,75 \quad \text{m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:



$$H_o = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{6}{5} \times H$$

Direcció X: $Ho_x = 106,58 \text{ kN}$
 Direcció Y: $Ho_y = 43,16 \text{ kN}$

$$H_u = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{1}{5} \times H$$

Direcció X: $Hu_x = 104,18 \text{ kN}$
 Direcció Y: $Hu_y = 43,16 \text{ kN}$

Figura 5.1.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força Ho a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per Ho/2

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

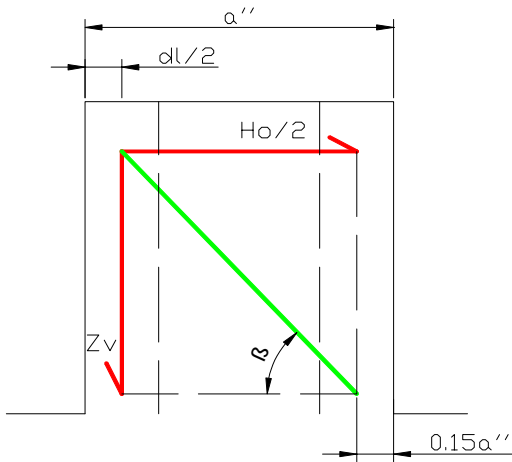
Direcció X	Direcció Y
Uo= 53,29 kN 1ø10 c/5	Uo= 21,58 kN 1ø10 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.1.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times a'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = 37,00 \text{ kN}$$

2ø10

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = 14,98 \text{ kN}$$

2ø10

Figura 5.1.3 Representació mètode bigues i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.2 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE LLISA

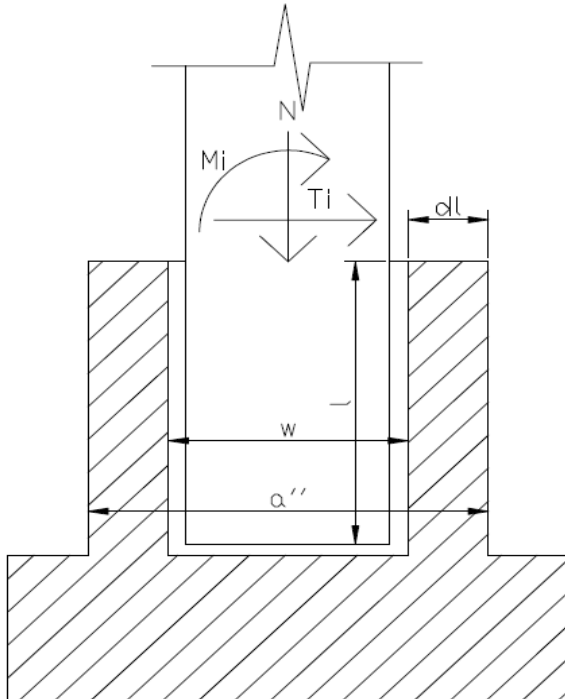


Figura 5.2.1 Esquema sabata amb collarí de superfície llisa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$\begin{aligned} w &= 0,7 \text{ m} \\ dl &= 0,18 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$l \geq 1,4 \times a'$$

Nota: Segons la EHE-08 la longitud mínima d'encastament seria $1,2a''$.

Direcció X		Direcció Y	
Mx=	64,81 mkN	My=	13,94 mkN
N=	2645,03 kN	N=	2645,03 kN
Tx=	2,40 kN	Ty=	17,38 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m

long.mínima: 0,70 m

long.mínima: 0,70 m

$$\begin{aligned} \text{long.mínima} &= 0,70 \text{ m} \\ l &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:

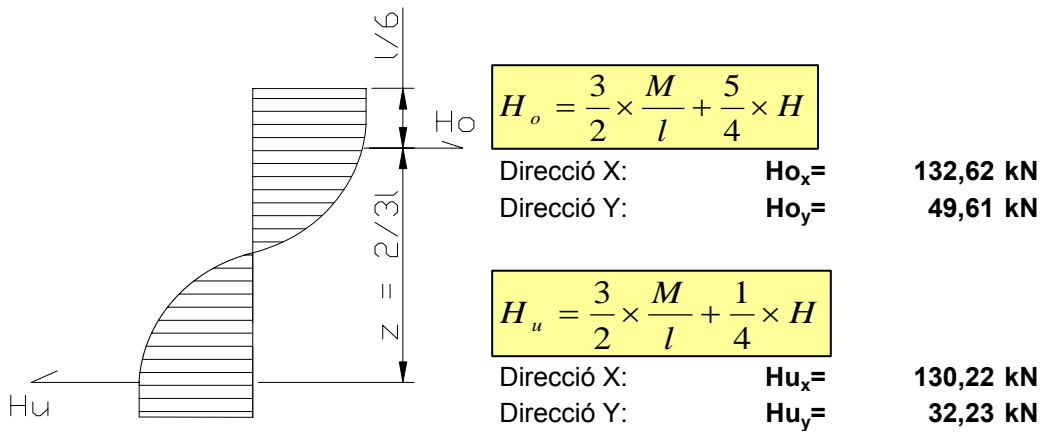


Figura 5.2.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

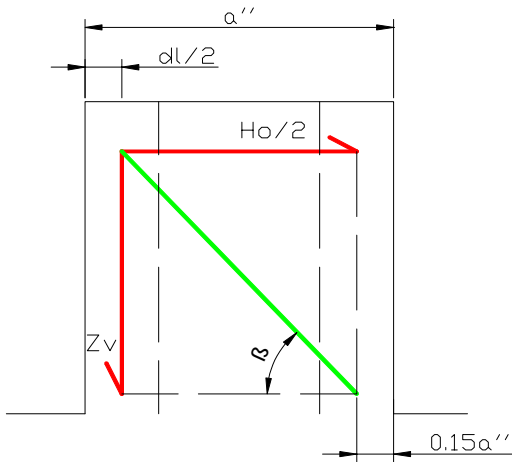
Direcció X	Direcció Y
$U_o = 66,31 \text{ kN}$ 1ø10 c/5	$U_o = 24,80 \text{ kN}$ 1ø10 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										$\gamma_s = 1,15$
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.2.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times a'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = 46,04 \text{ kN}$$

2ø10

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = 17,22 \text{ kN}$$

2ø10

Figura 5.2.3 Representació mètode bigues i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

CÀLCUL DE SABATES PREFABRICADES

DADES:

Tipus de sabata:	Sabata armada	
	Sabata amb collarí rugós	
Tipus de pilar:	Pilar de formigó	
Tipus de formigó (fck):	HA-45	45 N/mm ²
Tipus d'acer (fyk):	B500S	500 N/mm ²
Tamany màxim del granulat (TM):		18 mm
Consistència (C):		F - Fluïda
Ambient (A):		Ila

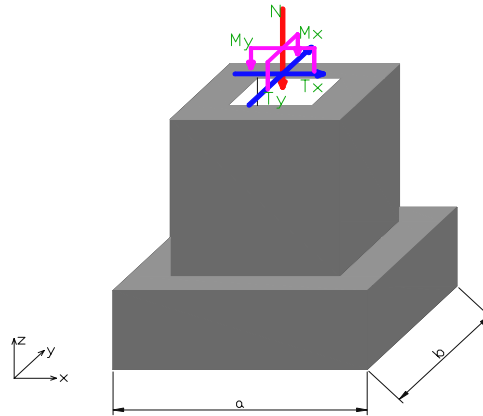
Sol·licitacions a la base del pilar:

E.L.S:

T _x (F _x):	7,92 kN
T _y (F _y):	7,77 kN
N (F _z):	249,02 kN
M _x :	3,96 mkN
M _y :	28,52 mkN
M _z :	0,55 mkN

E.L.U:

T _{x_d} (F _{x_d}):	11,31 kN
T _{y_d} (F _{y_d}):	10,51 kN
N _d (F _{z_d}):	340,07 kN
M _{x_d} :	5,31 mkN
M _{y_d} :	42,36 mkN
M _{z_d} :	0,72 mkN



Pes propi del pilar (Tram encastat) (P_o): 4,6875 kN

Longitud d'encastament (l):	0,75 m
Dimensió del pilar (a')	0,5 m
Dimensió del pilar (b')	0,5 m
Pes específic del formigó:	25 kN/m ³

Pes propi de la sabata (P_s): 37 kN

Alçada de la sabata (h _o):	0,2 m
Alçada de la sabata total (h):	1,15 m
Dimensió de la sabata (a):	1,8 m
Dimensió de la sabata (b):	1,8 m
Pes específic del formigó (γ _h):	25 kN/m ³

Pes propi del terreny (P_t): 109,0908 kN

Pes específic del terreny (γ _t):	25,9 kN/m ³
Alçada de terres (H):	1,3 m

Dades geomètriques del collarí:

Espessor de la paret (dI):	0,18 m
Menor dimensió del forat (w):	0,7 m
Dimensió exterior del collarí (a''):	1,165 m

Coeficients per les comprovacions:

Coeficient de seguretat al bolc (γ_1):	1,5
Coeficient de seguretat al lliscament (γ_2):	1,5

Dades del geotècnic:

Angle de fregament intern (θ) en graus:	27,4
Angle de fregament intern (θ) en radians:	0,48
Valor de la cohesió (c):	29 kN/m ²
Tensió admissible (σ_{adm}):	200 kN/m ²

1. TIPUS I GEOMETRIA DE LA SABATA:

1.1 TIPUS DE SABATA:

Vol màxim de la sabata (V):
 Alçada màxima de la sabata (H):

0,3
 0,25

La sabata estudiada és

FLEXIBLE

1.2 RECOBRIMENT DE LA SABATA:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

r_{min} = recobriment mínima en mm, segons la classe d'exposició ambiental (Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II). Aquesta taula s'ha extret de la instrucció espanyola EHE-08 (Taula 37.2.4.1.a)

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p) (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Taula 1.2 Recobriments mínims (mm) per les classes generals d'exposició I i II

Ambient (A): IIa
 f_{ck} (N/mm²) = 45
 t_g = 100

r_{min} = 20 mm

El recobriment mínim ha de complir:

\geq $\begin{cases} \varnothing \text{barra (armadura principal)} \\ 0,8 \cdot TM \text{ (tamany de l'àrid)} \end{cases}$ **Complex**
Complex

Δr = Marges de recobriment segons el nivell de control d'execució.

Δr = $\begin{cases} 0 \text{ mm (en prefabricació)} \\ 5 \text{ mm (in situ/control intens)} \\ 10 \text{ mm (resta de casos)} \end{cases}$

Δr = 0 mm

Prefabricació

r_{nom} = 2 cm

2. COMPROVACIONS A REALITZAR:

2.1 COMPROVACIÓ AL BOLC:

Cal realitzar la comprovació al bolc, sempre que existeixin moments i tallants de certa importància. La condició que s'ha de complir és que els moments estabilitzadors (M1) siguin superiors als moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

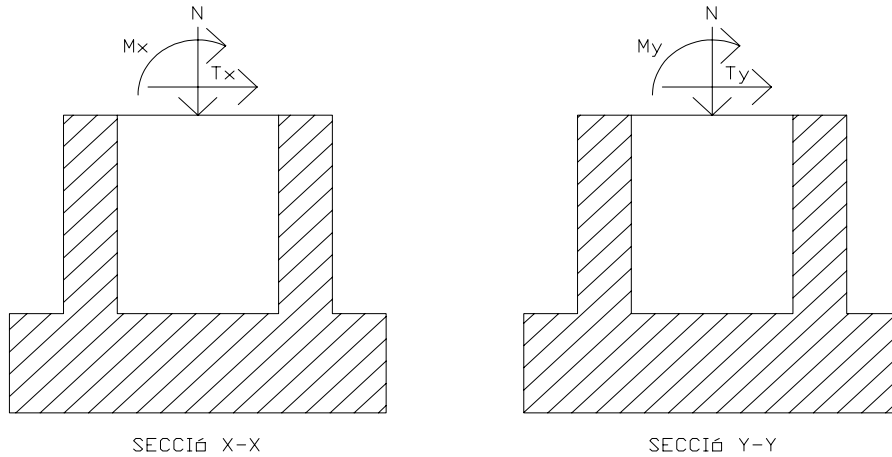


Figura 2.1.1 Representació de les forces i moments a les dos direccions

SECCIÓ X-X:

Moments estabilitzadors (M1) \geq Moments que tendeixen a produir el bolc (M2)

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right) \geq (M_x + T_x \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_x + T_x \times h)} \geq \gamma_1$$

$$20,02 \geq 1,5$$

COMPLEX

SECCIÓ Y-Y:

$$(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right) \geq (M_y + T_y \times h) \times \gamma_1$$

$$\frac{(N + P_o + P_s) \times \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_y + T_y \times h)} \geq \gamma_1$$

$$6,99 \geq 1,5$$

COMPLEX

2.2 COMPROVACIÓ AL LLISCAMENT:

La comprovació al lliscament s'efectuarà en el cas de sabates no travades (Figura 2.2.1 Sabates travades), sotmeses a accions horitzontals cal comprovar-se la seguretat al lliscament. No obstant, si existeix travades (Figura 2.2.2 Sabates travades), es pot prescindir d'aquesta comprovació.

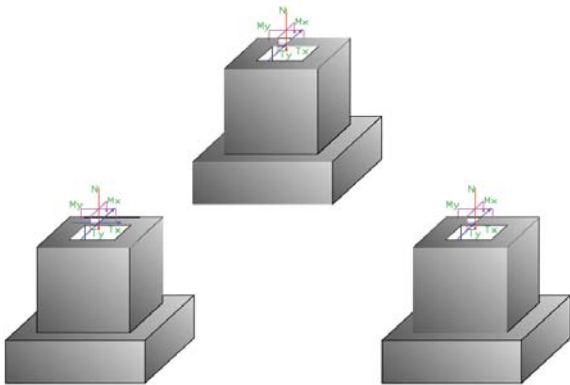


Figura 2.2.1 Sabates no travades

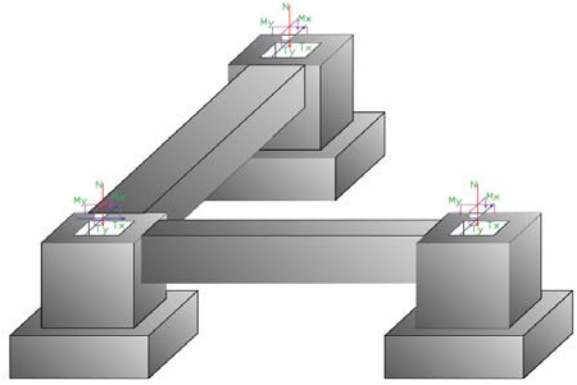


Figura 2.2.2 Sabates travades

Per aplicar la formulació correcta cal saber si el sòl és cohesiu, com en el cas de les argiles, o bé, no cohesiu, com en el cas de les sorres.

Sòl sense cohesió (sorres):

Sòl cohesiu (argiles):

$$\frac{(N+P_o+P_s) \times \text{tg}\theta_{2/3}}{V} \geq \gamma_2$$

$$\frac{A \times c_{1/2}}{V} \geq \gamma_2$$

8,65 ≥ 1,5

4,23 ≥ 1,5

Fórmula no vàlida per aquest cas!

COMPLEIX

2.3 COMPROVACIÓ A L'ENFONSAMENT I DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

2.3.1. CÀLCUL DE LES EXCENTRICITATS

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_x = \frac{(M_y + T_x \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_x : 0,09

$$\eta_x = \frac{e_x}{a}$$

η_x : 0,052

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_y = \frac{(M_x + T_y \times h)}{(N + P_o + P_s + P_t)}$$

e_y : 0,03

$$\eta_y = \frac{e_y}{b}$$

η_y : 0,018

Nota: Com esmenta Montoya en el llibre "Hormigón Armado" a la pàgina 491, per la comprovació de pressions sobre la base de la cimentació s'exclou el pes del sol, ja que el sòl de la base estava abans d'efectuar l'excavació. en equilibri amb tal pes.

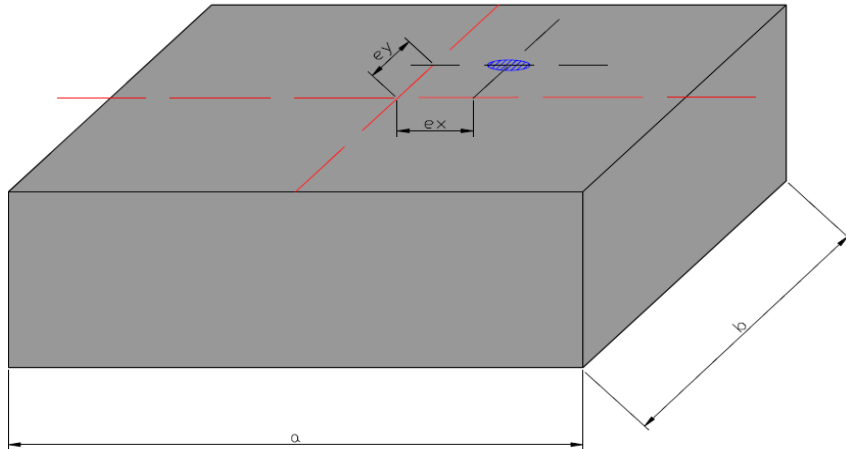


Figura 2.3.1.1 Representació de les excentricitats a cada direcció

L'objectiu és convertir les diferents forces i moments en una sola força vertical puntual a una certa distància de l'eix x i de l'eix y, tal i com s'indica en els esquemes següents:

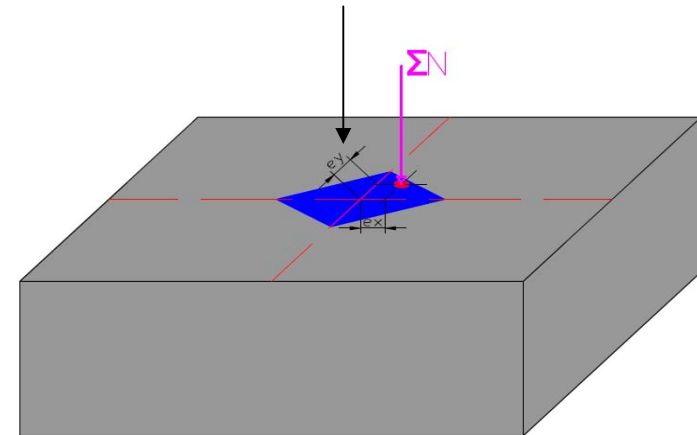
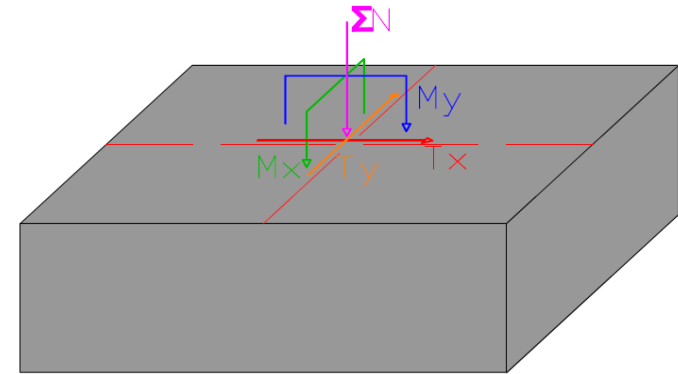


Figura 2.3.1.2 Conversió de forces i moments a una puntual

2.3.2. CÀLCUL DE LA TENSIÓ ADMISSIBLE DEL TERRENY

Em trobo davant del cas més general de resultant excèntrica ambdues direccions. Per considerar que les excentricitats relatives són reduïdes, cal complir la següent condició:

Segons J. Calavera i Montoya:

Si totes les pressions sobre el sòl són de compressió o nul·les, la distribució segueix la Llei de Navier:

$$\sigma = \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_x \pm 6 \times \eta_y)$$

$\sigma_{\max} (\text{kN/m}^2)$:	127,52	$\eta_x + \eta_y +$
$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$:	108,23	$\eta_x + \eta_y -$
$\sigma_3 (\text{kN/m}^2)$:	71,22	$\eta_x - \eta_y +$
$\sigma_{\min} (\text{kN/m}^2)$:	51,93	$\eta_x - \eta_y -$

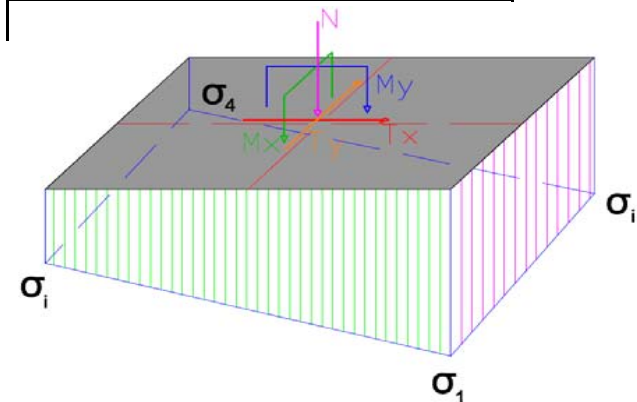


Figura 2.3.2.1 Representació de la pressió

$$\eta_x + \eta_y \leq 1/6$$

$$0,07 \leq 0,167$$

Si compleix: **COMPLEIX** Si no compleix: ---

Tant si compleix com si no:

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

a) Valors d'entrada a l'àbac:

η_x :	0,052
η_y :	0,018

b) Mirar en quin cas de l'àbac m'ubico i trobar el valor de k (Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG):

CAS: **CAS 1**
k = 1,4

c) Fórmula per obtenir el valor de la pressió

$$\sigma_{t, \max} = k \times \frac{N}{(a \times b)}$$

$\sigma_{t, \max}$:	125,61	kN/m^2
----------------------	--------	-----------------

Segons Montoya, mitjançant taules:

Cal que es compleix la següent condició:

$$\eta_x + \eta_y < 1/3$$

a) Valors d'entrada a les taules (Figura 2.3.2.2a, 2b, 2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA):

$100\eta_1 =$	5,23	$\eta_1 = \max(\eta_x, \eta_y)$
$100\eta_2 =$	1,79	$\eta_2 = \min(\eta_x, \eta_y)$

b) Valors extrets de les taules:

$\alpha_1 =$	0
$\alpha_2 =$	0
$\alpha_3 =$	0

c) Aplicar fórmules:

$$\sigma_1 = \frac{100}{\alpha_1} \times \left(\frac{N + P_o + P_s + P_t}{a \times b} \right)$$

$\sigma_1 = \#j \text{DIV}/0!$

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \times \sigma_1$$

$\sigma_2 = \#j \text{DIV}/0!$
 $\sigma_3 = \#j \text{DIV}/0!$

$$\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3 - \sigma_1$$

$\sigma_4 = \#j \text{DIV}/0!$

2.3.2.1. ÀBAC DE TENG DE J.CALAVERA

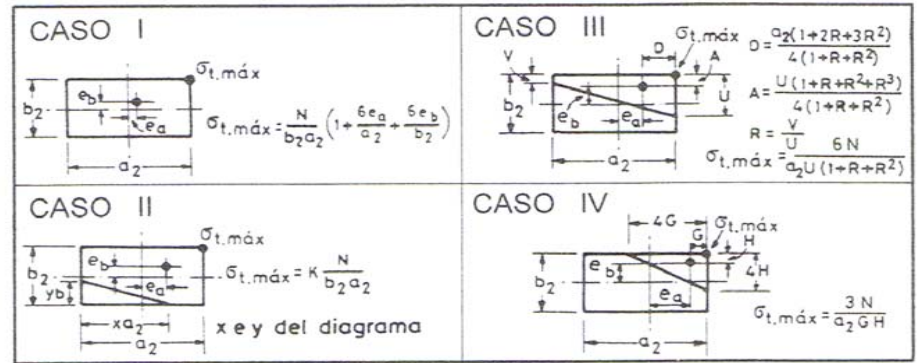
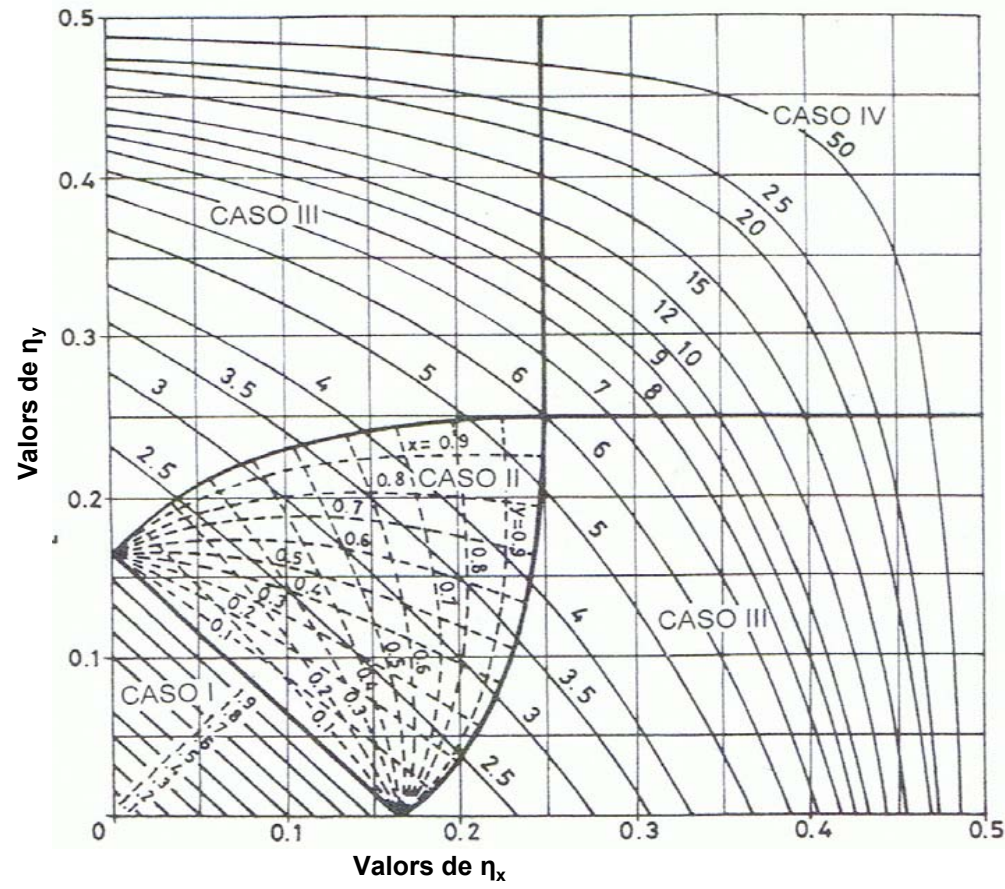


Figura 2.3.2.1 ÀBAC TENG

2.3.2.2. TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA DE MONTROYA

A) Taula per trobar el valor de $10\alpha_1$:

PRESIÓN MÁXIMA EN ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA
VALORES DEL COEFICIENTE $10\alpha_1$

$100 \eta_1$	$100 \eta_2$																																		
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30				
0	1000																																		
1	943	893																																	
2	893	847	807																																
3	847	807	769	736																															
4	806	769	735	704	676																														
5	769	735	704	675	649	625																													
6	735	704	675	649	625	602	581																												
7	704	676	649	625	602	581	562	543																											
8	676	649	625	602	581	562	543	526	510																										
9	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481																									
10	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454																								
11	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428																							
12	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404																						
13	562	543	526	510	495	481	467	453	441	428	416	404	392	380	369	358																			
14	543	526	510	495	481	467	453	440	428	416	404	392	380	369	358																				
15	526	510	495	481	467	453	440	428	415	403	392	380	369	358	347	337																			
16	510	495	481	467	453	440	427	415	403	391	380	369	358	347	337	326	316																		
17	495	480	466	453	440	427	415	402	391	379	368	357	347	336	326	316	306	296																	
18	480	466	452	439	426	414	402	390	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277																
19	465	451	438	425	413	401	389	378	367	356	345	335	325	315	305	296	286	277	268	259															
20	450	437	424	412	400	388	377	366	355	344	334	324	314	304	295	286	277	268	259	250	242														
21	435	422	410	398	386	375	364	353	343	333	323	313	303	294	285	276	267	258	250	241	233	225													
22	420	408	396	384	373	362	351	341	331	321	312	302	293	284	275	266	258	249	241	233	225	217	209												
23	405	393	382	370	360	349	339	329	319	310	300	291	283	274	265	257	249	240	232	225	217	209	202	195											
24	390	378	367	357	346	336	326	317	307	298	289	281	272	264	255	247	239	231	224	216	209	202	194	187	180										
25	375	364	353	343	333	323	314	305	296	287	278	270	262	254	246	238	230	223	215	208	201	194	187	180	173	167									
26	360	349	339	329	320	310	301	292	284	275	267	259	251	243	236	228	221	214	207	200	193	186	179	173	166	160	154								
27	345	335	325	316	306	297	289	280	272	264	256	248	241	233	226	219	212	205	198	191	185	178	172	166	159	153	147	141							
28	330	320	311	302	293	285	276	268	260	252	245	237	230	223	216	209	202	196	189	183	177	171	164	158	153	147	141	135	129						
29	315	306	297	288	280	272	264	256	248	241	234	227	220	213	206	200	193	187	181	175	169	163	157	151	146	140	134	129	123	118					
30	300	291	283	274	266	259	251	244	237	229	223	216	209	203	196	190	184	178	172	166	161	155	149	144	139	133	128	123	117	112	107				
31	285	277	268	261	253	246	239	232	225	218	211	205	199	193	187	181	175	169	163	158	153	147	142	137	132	127	122	117	111	106	101				
32	270	262	254	247	240	233	226	219	213	207	200	194	188	183	177	171	166	160	155	150	145	140	135	130	125	120	115	110	106	101					
33	255	247	240	233	226	220	213	207	201	195	189	183	178	172	167	162	156	151	146	141	137	132	127	122	118	113	109	104							
34	240	233	226	220	213	207	201	195	189	184	178	173	167	162	157	152	147	142	138	133	128	124	120	115	111	107	102								
35	225	218	212	206	200	194	188	183	177	172	167	162	157	152	147	143	138	134	129	125	120	116	112	108	104	100									
36	210	204	198	192	187	181	176	171	166	161	156	151	146	142	138	133	129	125	120	116	112	109	105	101											
37	195	189	184	178	173	168	163	158	154	149	145	140	136	132	128	124	120	116	112	108	104	101													
38	180	175	170	165	160	155	151	146	142	138	134	130	126	122	118	114	110	107	103																
39	165	160	155	151	147	142	138	134	130	126	122	119	115	112	108	105	101																		
40	150	146	141	137	133	129	126	122	118	115	111	108	105	101																					
41	135	131	127	123	120	116	113	110	106	103	100																								
42	120	116	113	110	107	103	100																												
43	105	102																																	

Nota: La tabla ofrece valores de $10\alpha_1$, en vez de valores de α_1 , por razones tipográficas (economía de espacio)

Figura 2.3.2a TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

B) Taula per trobar el valor de α_2 :

PRESIONES EN ESQUINAS DE ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA. VALORES DEL COEFICIENTE α_2

100 η_1	100 η_2																																		
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30				
0	100																																		
1	100	89																																	
2	100	90	81																																
3	100	90	82	74																															
4	100	91	82	75	68																														
5	100	91	83	76	69	62																													
6	100	92	84	77	70	64	58																												
7	100	92	84	77	71	65	60	54																											
8	100	92	85	78	72	66	61	56	51																										
9	100	92	85	79	73	67	62	57	52	48																									
10	100	93	86	80	74	68	63	58	54	50	45																								
11	100	93	87	80	75	69	64	60	55	51	47	43																							
12	100	93	87	81	75	70	65	61	56	52	48	44	40																						
13	100	93	87	82	76	71	66	62	57	53	49	45	41	37																					
14	100	94	88	82	77	72	67	62	58	54	50	46	42	38	35																				
15	100	94	88	83	77	72	68	63	59	55	50	47	43	39	35	32																			
16	100	94	88	83	78	73	68	64	59	55	51	47	43	40	36	33	29																		
17	100	94	89	83	78	73	69	64	60	56	52	48	44	40	37	33	30	26																	
18	100	94	89	83	78	74	69	64	60	56	52	48	44	41	37	34	30	27	23																
19	100	94	89	83	78	74	69	65	60	56	52	48	45	41	38	34	31	27	24	20															
20	100	94	89	83	79	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	27	24	21	17														
21	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	28	24	21	18	14													
22	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	24	21	18	14	11												
23	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	7											
24	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4										
25	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0									
26	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4								
27	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9							
28	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14						
29	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19					
30	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24				
31	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29			
32	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9	-14	-19	-24	-29	-34		
33	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4	-9							
34	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4								
35	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	-0	-4								
36	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8											
37	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14													
38	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25																
39	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31																		
40	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42																					
41	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53																								
42	100	94	89	83	78	74	69																												
43	100	94																																	

Figura 2.3.2.2b TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

C) Taula per trobar el valor de α_2 :

		PRESIONES EN ESQUINAS DE ZAPATAS RECTANGULARES CON CARGA BIEXCÉNTRICA. VALORES DEL COEFICIENTE α_3																															
		100 η_2																															
100 η_1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
	100	100																															
95	89	89																															
90	79	80	81																														
85	69	71	72	74																													
80	61	63	65	66	68																												
75	54	56	58	59	61	62																											
70	47	49	51	53	55	57	58																										
65	41	43	45	47	49	51	53	54																									
60	35	38	40	42	44	46	48	49	51																								
55	30	32	35	37	39	41	43	45	47	48																							
50	25	28	30	33	35	37	39	41	42	44	45																						
45	20	23	26	28	31	33	35	37	38	40	41	43																					
40	16	19	22	24	27	29	31	33	34	36	37	39	40																				
35	12	15	18	20	23	25	27	29	31	32	34	35	36	37																			
30	9	12	14	17	19	21	24	25	27	29	30	32	33	34	35																		
25	5	8	11	13	16	18	20	22	24	25	27	28	29	30	31	32																	
20	2	5	8	10	13	15	17	19	20	22	23	25	26	27	28	29	29																
15	-1	2	5	7	9	12	14	15	17	19	20	21	22	23	24	25	26	26															
10	-4	-1	2	4	6	8	10	12	14	15	17	18	19	20	21	22	22	23	23														
5	-8	-4	-2	1	3	5	7	9	11	12	14	15	16	17	18	18	19	20	20	20													
0	-11	-8	-5	-2	-0	2	4	6	7	9	10	11	13	14	14	15	16	16	17	17	17												
105	-15	-12	-9	-6	-4	-1	1	2	4	6	7	8	9	10	11	12	12	13	13	14	14	14											
110	-19	-16	-13	-10	-7	-5	-3	-1	1	2	3	5	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11	11										
115	-23	-20	-17	-14	-11	-9	-7	-5	-3	-1	-0	1	2	3	4	5	5	6	6	7	7	7	7	7									
120	-28	-25	-21	-18	-16	-13	-11	-9	-7	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	2	3	3	3	3	4	4	4								
125	-33	-29	-26	-23	-20	-18	-15	-13	-11	-10	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-2	-1	-1	-0	-0	-0	-0	0	0							
130	-39	-35	-31	-28	-25	-22	-20	-18	-16	-14	-13	-11	-10	-9	-8	-7	-6	-6	-5	-5	-5	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4
135	-45	-41	-37	-34	-31	-28	-25	-23	-21	-19	-18	-16	-15	-14	-13	-12	-11	-10	-10	-10	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9
140	-52	-47	-43	-40	-37	-34	-31	-29	-26	-25	-23	-21	-20	-19	-18	-17	-16	-15	-15	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14
145	-59	-54	-50	-46	-43	-40	-37	-35	-33	-30	-29	-27	-26	-24	-23	-22	-22	-21	-20	-20	-20	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19
150	-67	-62	-58	-54	-50	-47	-44	-41	-39	-37	-35	-33	-32	-31	-30	-29	-28	-27	-26	-26	-26	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
155	-75	-70	-66	-62	-58	-55	-52	-49	-46	-44	-42	-40	-39	-38	-36	-35	-34	-34	-33	-33	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32
160	-85	-80	-75	-71	-67	-63	-60	-57	-55	-52	-50	-48	-47	-45	-44	-43	-42	-41	-40	-40	-40	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39
165	-96	-90	-85	-81	-77	-73	-69	-66	-64	-61	-59	-57	-55	-54	-52	-51	-50	-49	-49	-48	-48	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47
170	-108	-102	-97	-92	-88	-84	-80	-77	-74	-71	-69	-67	-65	-63	-62	-61	-60	-59	-58	-57	-57	-57	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56
175	-122	-116	-110	-105	-100	-96	-92	-89	-86	-83	-80	-78	-76	-74	-73	-71	-70	-69	-69	-68	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67
180	-138	-131	-125	-120	-115	-110	-105	-102	-99	-96	-93	-91	-89	-87	-85	-84	-82	-81	-81	-80	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79
185	-156	-149	-142	-136	-131	-126	-122	-118	-114	-111	-108	-105	-103	-101	-99	-98	-96	-95	-94	-94	-93	-93											
190	-178	-170	-163	-156	-150	-145	-140	-136	-132	-128	-125	-122	-120	-118	-116	-114	-113	-112	-111														
195	-203	-194	-187	-179	-173	-167	-162	-157	-153	-149	-146	-143	-140	-138	-136	-134	-132																
200	-233	-224	-215	-207	-200	-194	-188	-183	-178	-174	-170	-167	-164	-161																			
205	-270	-260	-250	-242	-234	-227	-220	-214	-209	-204	-200																						
210	-317	-305	-294	-284	-275	-267	-260																										
215	-376	-362																															

Figura 2.3.2c TAULES DE PRESSIÓ MÀXIMA

En tots els casos cal complir la següent condició:

$$\sigma_i \leq 1.25 \times \sigma_{adm}$$

Per excentricitats petites:

1) Segons J.Calavera i Montoya:

$$\sigma_{\max}: \quad 127,52 \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans o/i petites:

1) Segons J.Calavera:

$$\sigma_{t,\max}: \quad 125,61 \quad \text{kN/m}^2$$

COMPLEIX

Per excentricitats grans:

1) Segons Montoya:

$$\sigma_1: \quad \#i\text{DIV}/0! \quad \text{kN/m}^2$$

No correspon...

2.3.3.DISTRIBUCIÓ DE LES TENSIONS:

Si ens trobem en el cas d'excentricitats petites (es segueix la Llei de Navier) o bé en el CAS 1 de J.Calavera, la distribució és relativament uniforme. Adoptant aquesta solució conservadora, s'utilitzarà aquesta tensió $\sigma_{t,\max}$ per calcular l'armadura que es necessitarà per la sabata.

3. CÀLCUL DE L'ARMADURA

Per calcular l'armadura es seguirà el mètode de bieles i tirants en el cas de ser una sabata rígida i la teoria de flexió, per les sabates flexibles.

Després de saber el mètode de càlcul, segons la geometria de la sabata: sabata simple, sabata amb collarí rugós i sabata amb collarí llis, s'haurà de seguir el CAS 1, el CAS 2 o el CAS 3, respectivament.

Quin mètode s'ha de seguir?

TEORIA DE FLEXIÓ

En quin cas ens trobem segons la geometria de la sabata?

CAS 2

3.1 CÀLCUL A FLEXIÓ. DIMENSIONAMENT DE L'ARMADURA PRINCIPAL

Per poder aplicar l'equació de la flexió composta, la càrrega ha d'ubicar-se dintre del nucli central d'inèrcia (àrea blava) (Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega):

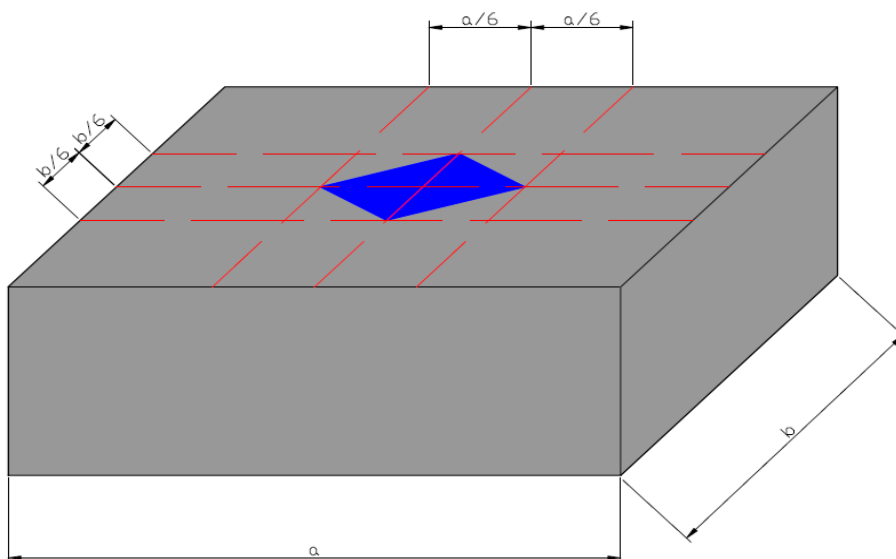


Figura 3.1.1 Ubicació de la càrrega

3.1.1 CÀLCUL DE LA TENSIÓ MÀXIMA:

3.1.1.1 Excentricitats per les accions majorades:

Excentricitat en el Pla X-X:

$$e_{xd} = \frac{(M_{yd} + T_{xd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{xd} : 0,14

$$\eta_{xd} = \frac{e_{xd}}{a}$$

η_{xd} : 0,078

Excentricitat en el Pla Y-Y:

$$e_{yd} = \frac{(M_{xd} + T_{yd} \times h)}{(N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td})}$$

e_{yd} : 0,03

$$\eta_{yd} = \frac{e_{yd}}{b}$$

η_{yd} : 0,018

3.1.1.2 Tensió màxima per les accions majorades:

Segons J. Calavera i Montoya:

$$\sigma_{d,\max} = \left(\frac{N_d + P_{od} + P_{sd} + P_{td}}{a \times b} \right) \times (1 \pm 6 \times \eta_{kd} \pm 6 \times \eta_{yd})$$

$\sigma_{d,\max}$ 192,44 kN/m²

Segons J. Calavera, mitjançant l'àbac TENG:

$$\sigma_{td,\max} = k \times \frac{N_d}{(a \times b)}$$

$\sigma_{td,\max}$: 171,26 kN/m²

3.1.2 CÀLCUL DE L'ARMADURA QUE PORTARÀ LA SABATA

CAS 1 - Sabata simple

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions).

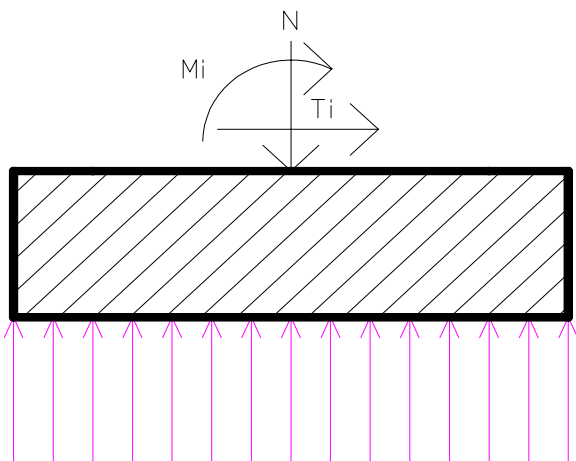


Figura 3.1.2.1 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 192,44 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,3 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó:

$$m = v + 0,15 \cdot a'$$

$$m = 0,375 \text{ m}$$

b) Per pilars de "ladrillo" o mamposteria:

$$m = v + 0,25 \cdot a'$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

c) Per pilars de metàl.lic amb placa:

$$m = v + (a-c) / 4$$

$$m = \text{---} \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

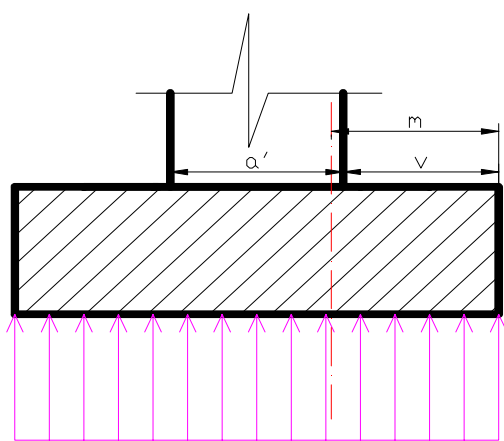
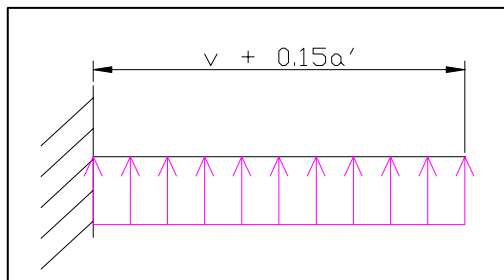


Figura 3.1.2.2 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times (v + 0,15 \times a')^2$$

$$M_{ad} = 24,36 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0156$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,17 m

Mirant la Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.1 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 479,20 kN

Mirant la Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.2 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:



Armat seleccionat:

Àrea de l'armadura (cm²):



SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m										
CUALQUIER TIPO DE ACERO										
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.3 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.4)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

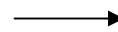
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 3060 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$



Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

No compleix, per tant, finalment, es col.locarà l'armadura en funció de l'armadura mínima necessària per complir la quantia geomètrica mínima que es requereix per complir la normativa EHE-08.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 0

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

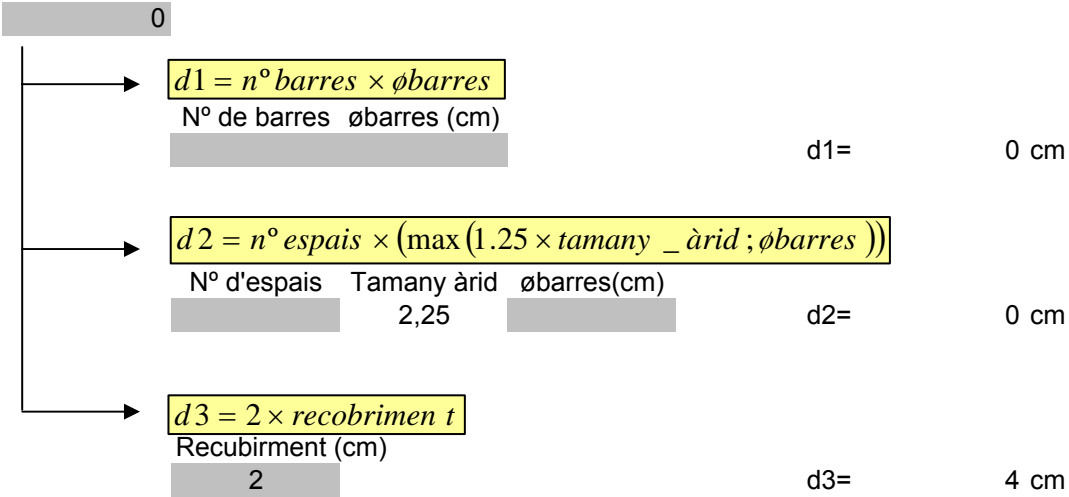
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.4 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:



$$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$$

4,00 ≤ 180
 4,00 ≤ 180

HI HA ESPAI SUFICIENT
 HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 2 - Sabata amb collari rugós

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions).

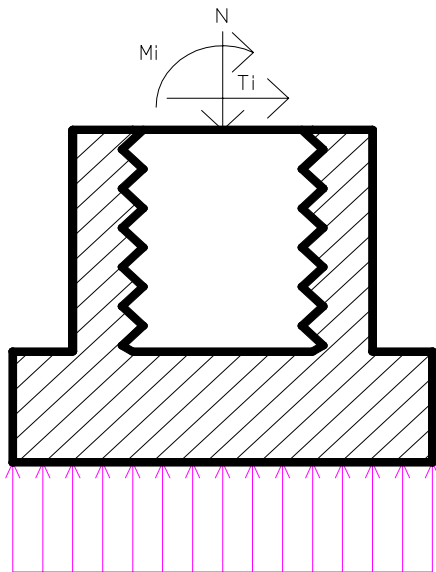


Figura 3.1.2.3 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 192,44 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,3 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \cdot w$$

$$m = 0,42 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

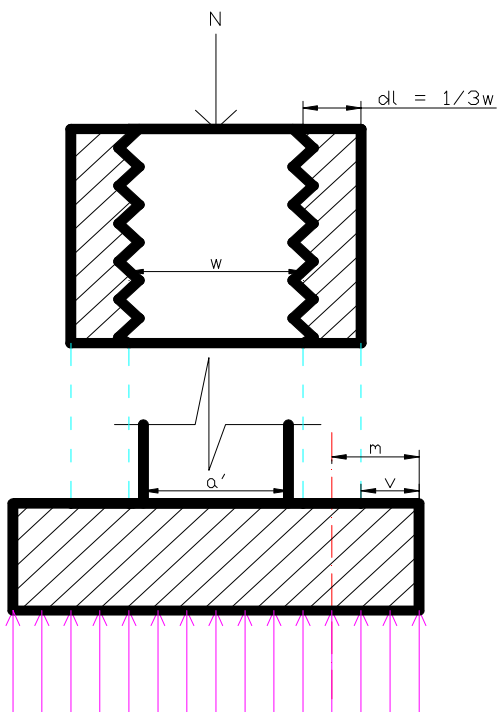
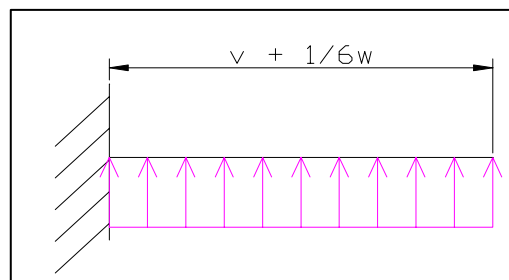


Figura 3.1.2.4 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 30,07 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0193$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,17 m

Mirant la Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obté el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0310$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.5 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 284,58 kN

Mirant la Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.6 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

9ø10
307,3

Armat seleccionat: 9ø10

Àrea de l'armadura (cm²): 7,07

SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m		CUALQUIER TIPO DE ACERO								
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.7 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.8)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

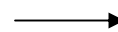
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 3060 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$



$$4\phi 10$$

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 9 ϕ 10

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

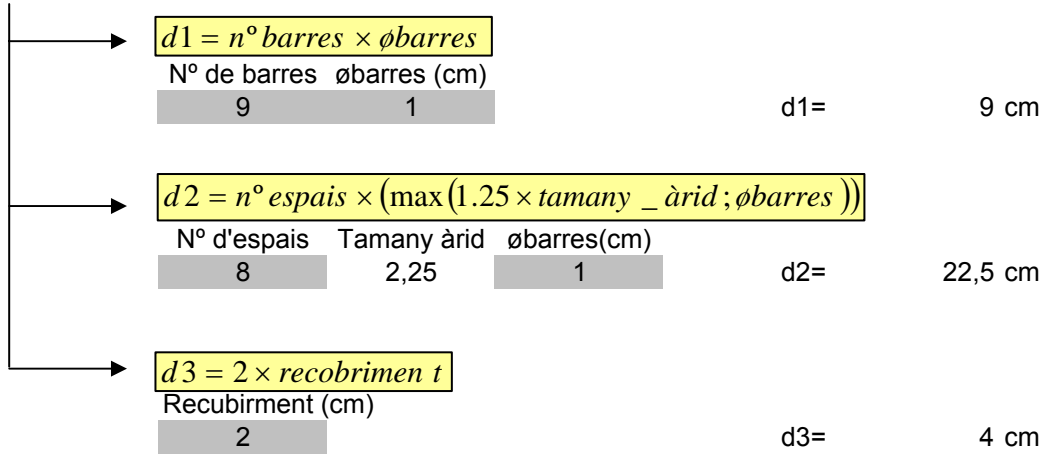
⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.8 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

d) És possible col.locar l'armat seleccionat?

Per saber si l'armat seleccionat és possible, cal calcular l'espai necessari seguint el següent procediment:

9ø10



$$\Sigma d_i \leq \text{amplada } _ \text{sabata}$$

35,50 ≤ 180
 35,50 ≤ 180
 HI HA ESPAI SUFICIENT
 HI HA ESPAI SUFICIENT

CAS 3 - Sabata amb collari lliis

Es considerarà que la distribució de tensions sota la sabata és rectangular (Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions).

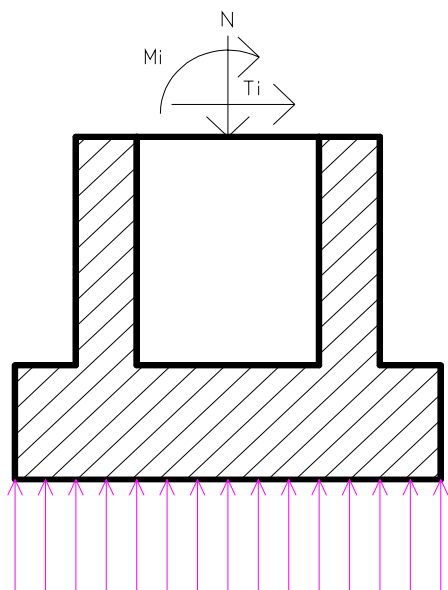


Figura 3.1.2.5 Distribució de tensions

$$\sigma_{td} = 192,44 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tensió majorada})$$

$$v = 0,3 \text{ m}$$

a) Per pilars de formigó prefabricat:

$$m = v + 1/6 \times w$$

$$m = 0,42 \text{ m}$$

a) Moment de càlcul:

A la Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment, es pot veure que el vol de la sabata es comporta com una mènscula encastada - lliure amb una pressió aplicada a la part inferior.

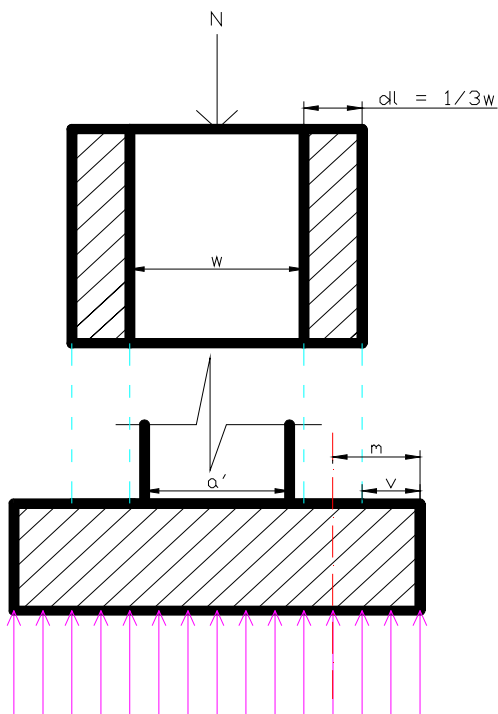
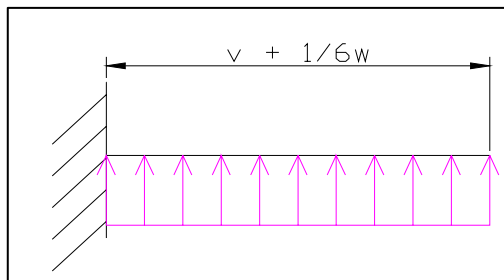


Figura 3.1.2.6 Esquema pel càlcul del moment

$$M_{ad} = \left(\frac{\sigma_{td}}{2} \right) \times b \times \left(v + \frac{1}{6} \times w \right)^2$$

$$M_{ad} = 30,07 \text{ mkN}$$



b) Armadura necessària:

Moment reduït (μ):

$$\mu = \left(\frac{M_{ad}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \right)$$

$\mu = 0,0193$

Cantell útil (d):

Es considerarà un diàmetre mitjà de 20mm i un recobriment de 3cm.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

d = 0,17 m

Mirant la Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya, s'obtéindrà el valor de ω :

μ	ω	DOMINI
0,0300	0,0310	D O M I N I 2
0,0400	0,0415	
0,0500	0,0522	
0,0600	0,0630	
0,0700	0,0739	
0,0800	0,0849	
0,0886	0,0945	
0,0900	0,0961	
0,1000	0,1074	
0,1100	0,1189	
0,1200	0,1306	
0,1300	0,1425	
0,1400	0,1546	
0,1500	0,1669	
<u>0,1592</u>	<u>0,1785</u>	
<u>0,1600</u>	<u>0,1795</u>	
<u>0,1700</u>	<u>0,1924</u>	
<u>0,1800</u>	<u>0,2055</u>	
<u>0,1900</u>	<u>0,2190</u>	
<u>0,2000</u>	<u>0,2327</u>	
<u>0,2100</u>	<u>0,2468</u>	
<u>0,2200</u>	<u>0,2613</u>	
<u>0,2300</u>	<u>0,2761</u>	
<u>0,2400</u>	<u>0,2913</u>	
<u>0,2500</u>	<u>0,3070</u>	
0,2517	0,3097 (*1)	
0,2600	0,3231	
0,2700	0,3398	
0,2800	0,3571	
0,2900	0,3750	
0,3000	0,3937	
0,3100	0,4132	
0,3155	0,4244 (*2)	

$\omega = 0,0522$

Ens trobem en el domini: **DOMINI 2**

Taula 3.1.2.9 Taula Universal per flexió simple o composta de Montoya

(*1) Montoya i l'eurocodi 2 recomanen no sobrepassar aquest valor.

(*2) J.Calavera recomana no sobrepassar aquest valor, només per raons econòmiques.

Valors subratllats: Si el valor del moment reduït es troba dins aquest interval de valors, indica que el predimensionat ha estat perfecta.

Capacitat mecànica (U):

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd}$$

$$U = A \times f_{yd}$$

U = 479,20 kN

Mirant la Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN, es trobarà l'armat necessari:

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										$\gamma_s = 1,15$
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 3.1.2.10 Taula de capacitats mecàniques en kN

Possibles armats:

9Ø10
307,3

Armat seleccionat: 9Ø10

Àrea de l'armadura (cm²): 7,07

SECCIONES EN cm ² Y MASAS EN kg/m		CUALQUIER TIPO DE ACERO								
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

Taula 3.1.2.7 Taula de seccions en cm²

c) Comprovació que es compleix la quantia geomètrica mínima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On: ρ = quantia geomètrica mínima. (Veure Taula 3.1.2.12)

La Instrucció Espanyola (EHE) vigent fins el desembre del 2007, deia que: "Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial", per tant, es podia agafar el valor de la taula 1,8, o bé, extreure el valor 1,5 de l'Eurocodi 2, on s'especifica que per lloses recolzades sobre el terreny es pot utilitzar aquest valor. No obstant, a la nova EHE ja s'exposa que per lloses de fonamentació i sabates armades, es pot adoptar la meitat del valor 1,8 (B-500S) en cada direcció col.locada a la cara inferior.

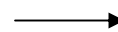
A_c = Àrea de secció útil

A_s = Àrea de la secció de l'armadura a tracció. (Incognita)

$$A_s = \rho \times A_c$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0009 \\ A_c &= 3060 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$



$$4\phi 10$$

Resultat de l'armadura a col.locar a la sabata:

Compleix, per tant, l'armadura que s'havia definit anteriorment és la correcta.

Armadura definitiva que portarà la sabata: 9 ϕ 10

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

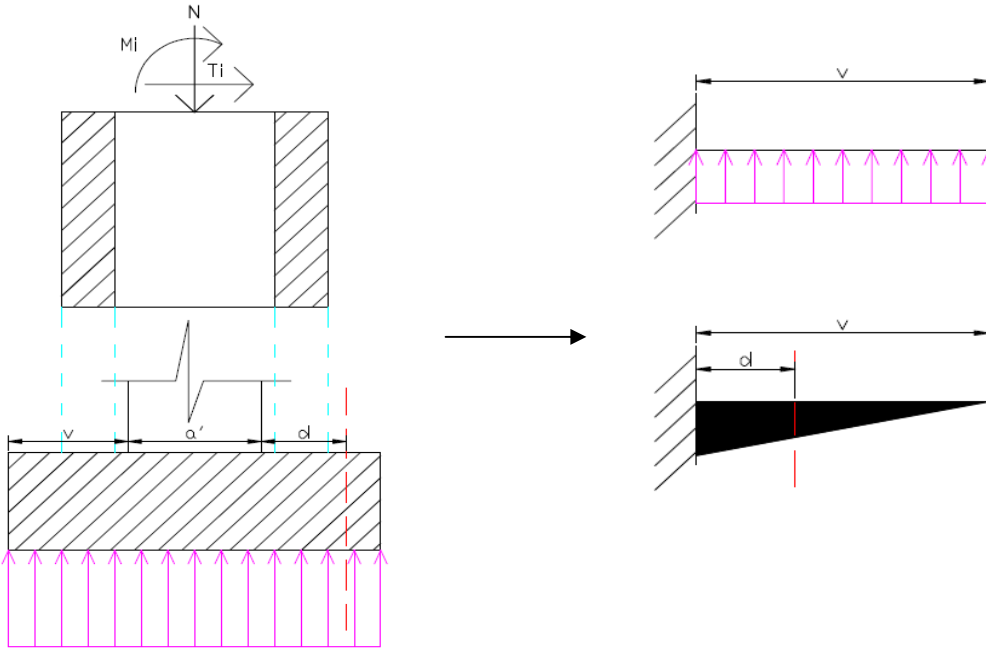
⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Taula 3.1.2.12 Taula de quanties mínimes, en tant per 1000, referides a la secció total de formigó

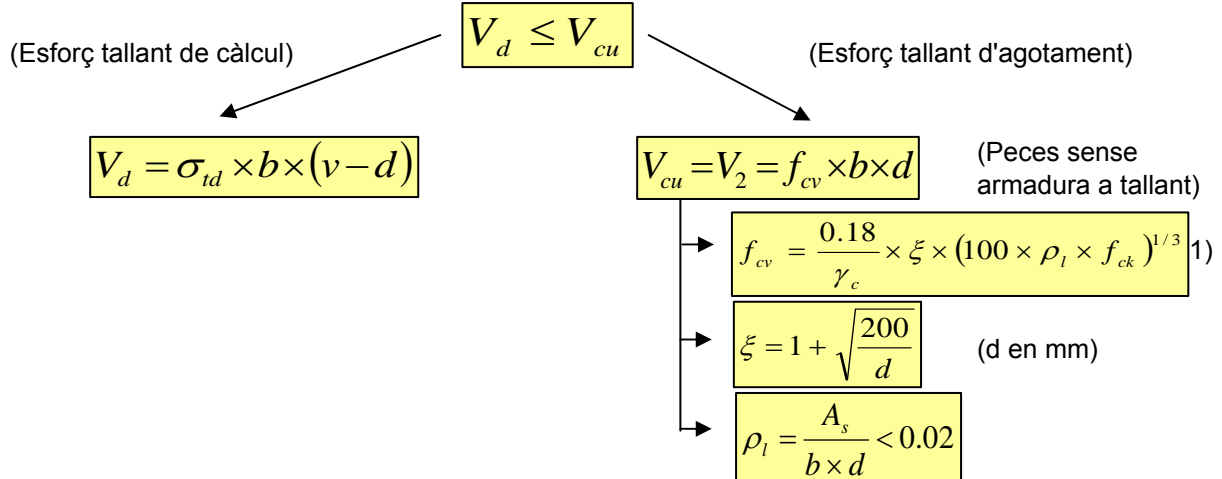
4. COMPROVACIONS DESPRÉS DE CALCULAR L'ARMAT

4.1 COMPROVACIÓ A TALLANT (Per sabates flexibles)

La comprovació a tallant es realitzarà a una secció situada a una distància igual al cantell útil d de la cara del pilar.



Cal que es compleixi que l'esforç tallant de càlcul V_d sigui inferior o igual a l'esforç tallant d'agotament V_{cu} :



Dades per calcular l'esforç tallant d'agotament:

f_{cv} = resistència convencional del formigó a tallant.

f_{ck} = resistència característica del formigó, en N/mm^2

ξ = coeficient que té en compte la influència del cantell útil a l'efecte de l'engranament dels àrids.

ρ_l = quantia geomètrica de l'armadura longitudinal de tracció, que possibilita la resistència per l'efecte arc i per l'efecte passador.

A_s = àrea de l'armadura longitudinal de tracció anclada a una distància igual o major que d a partir de la secció en la que es comprova el tallant.

(*1) Aquesta fórmula s'ha extret de la nova norma EHE-08.

Pla X-X

$V_{d,x-x} = 45031,80 \text{ N}$ \downarrow $\sigma_{td} = 0,19 \text{ N/mm}^2$	\leq	$V_{cu,x-x} = 219716,16 \text{ N}$ \downarrow $f_{cv} = 0,72 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 2,08$ $n^\circ \text{ de barres} = 8,00$ $\text{\`a rea d'1 barra} = 2,01 \text{ cm}^2$ $A_s = 16,08$ $\rho = 0,0053 \text{ (*2)}$ La quantia geomètrica és < 0,02!
-----------------------------------------------------------------------------------------	--------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEIX

(*2) Si l'acer és B400S la quantia geomètrica (ρ) queda limitada al valor 0,02, en canvi, si és B500S, el valor límit passa a ser $0,016(1,25 \times \rho)$. Cal esmentar que la EHE-08 no distingeix entre els diferents tipus d'acer i posa com a límit el valor 0,02.

Pla Y-Y

$V_{d,x-x} = 45031,80 \text{ N}$ \downarrow $\sigma_{td} = 0,19 \text{ N/mm}^2$	\leq	$V_{cu,x-x} = 219716,16 \text{ N}$ \downarrow $f_{cv} = 0,72 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 2,08$ $n^\circ \text{ de barres} = 8,00$ $\text{\`a rea d'1 barra} = 2,01 \text{ cm}^2$ $A_s = 16,08$ $\rho = 0,0053 \text{ (*2)}$ La quantia geomètrica és < 0,02!
-----------------------------------------------------------------------------------------	--------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEIX

Nota: La comprovació en sabates escalonades, és possible que s'hagi d'estudiar una altra secció.

Nota I: En el cas que no es compleixi la condició anterior, es pot col·locar armadura transversal en cada direcció, d'acord amb la teoria general de l'esforç tallant en peces lineals. No obstant, aquesta solució és antieconòmica, ja que, si és possible, és preferible augmentar el cantell de la sabata.

4.2 COMPROVACIÓ A PUNXONAMENT (Per sabates flexibles i en els calzes)

La superfície i el perímetre crític es representen a la Figura 4.2.1 Zona de punxonament, que segons la EHE el perímetre crític està situat a una distància $2d$ del contorn de l'àrea carregada (pilar), sent d el cantell útil de la sabata.

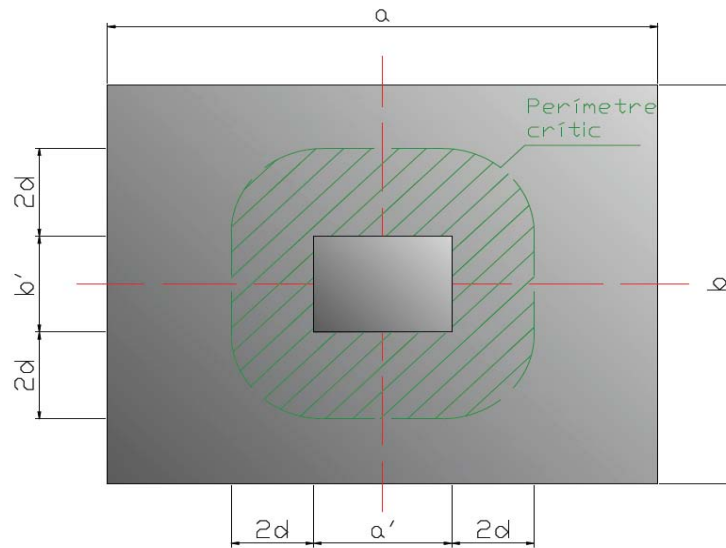
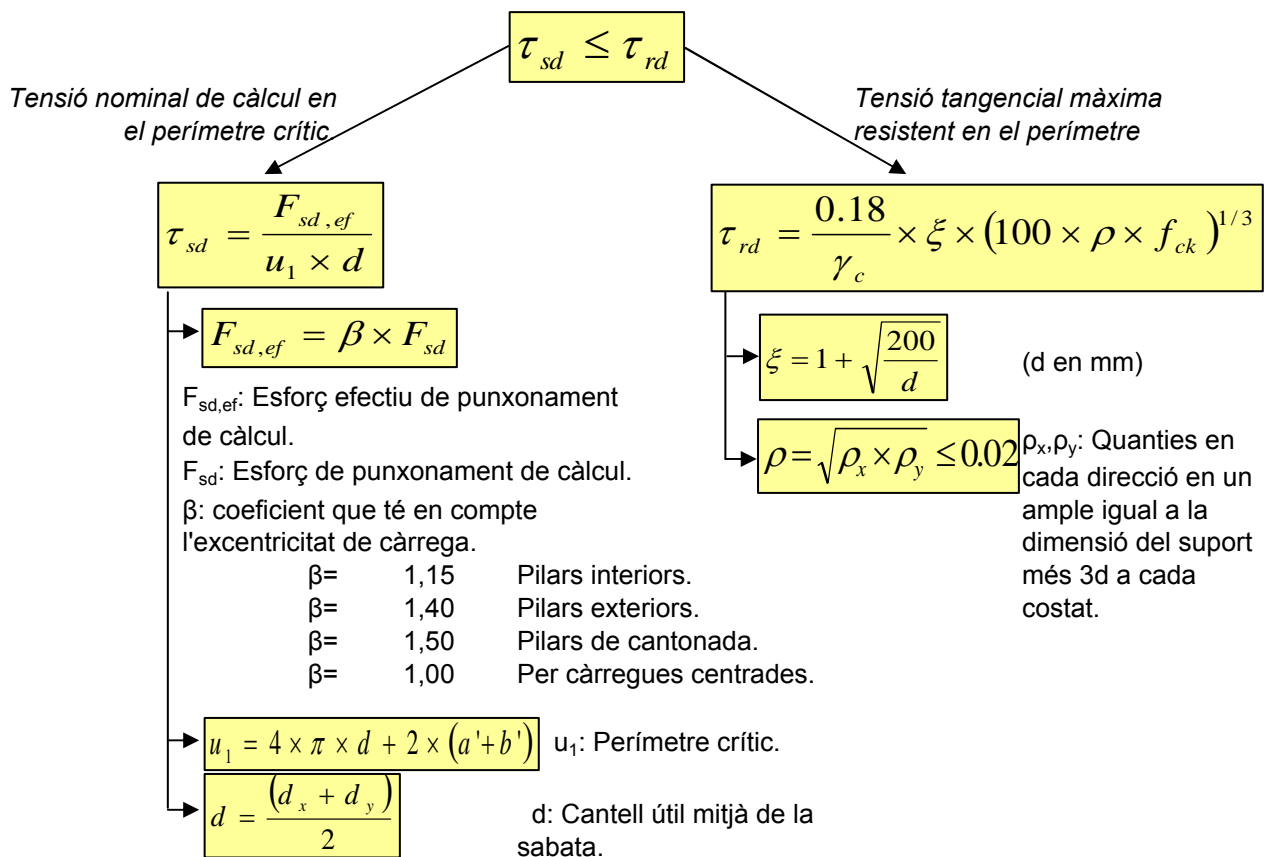


Figura 4.2.1 Zona de punxonament

Per tal que no sigui necessària l'armadura a punxonament cal que es compleixi la següent condició:



$T_{sd} = 1,23 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $F_{sd,ef} = 863891,50 \text{ N}$ $\beta = 1,15$ $F_{sd} = 751210 \text{ N}$ $u_1 = 4136,28 \text{ mm}$ $d = 170 \text{ mm}$	\leq	$T_{rd} = 5,92 \text{ N/mm}^2$ \downarrow $f_{cv} = f_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ $\xi = 2,08$ $n^\circ \text{ de barres}_{x-x} = 8,00$ $\text{\`a area d'1 barra}_{x-x} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_x = 0,0053 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $n^\circ \text{ de barres}_{y-y} = 8,00$ $\text{\`a area d'1 barra}_{y-y} = 2,01 \text{ cm}^2$ $\rho_y = 0,0053 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div> $\rho = 0,0053 (*2)$ <div style="background-color: yellow; padding: 2px;">La quantia geom\u00e8trica \u00e9s < 0,02!</div>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

COMPLEX: NO \u00c9S NECESSARI L'ARMADURA A PUNXONAMENT

4. ANCLATGE DE LES ARMADURES

Les longituds d'anclatge a les sabates es comptaran a partir d'una distància d de la secció 1-1 (Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge)

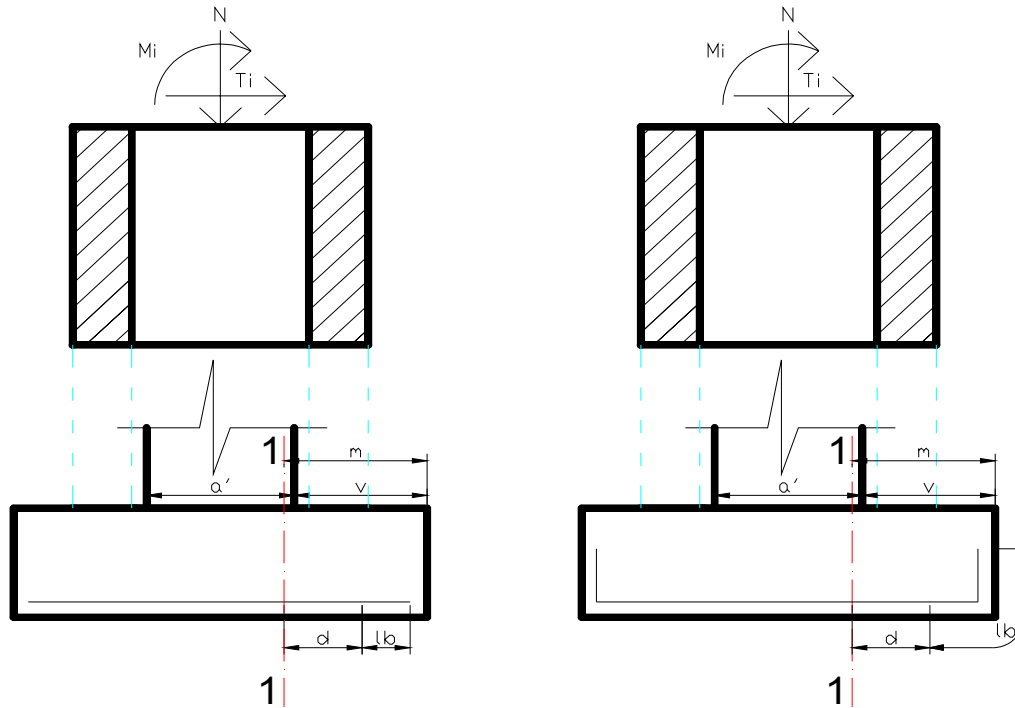


Figura 4.1 Representació de la longitud d'anclatge

Dades de les barres i de l'anclatge:

a) Tipus d'adherència de la barra:

Posició I	Bona adherència	Posició I
	Mala adherència	Posició II

b) Tipus d'acabat de la barra:

Prolongació recta	Prolongació recta
	Patilla

c) Tipus de resistència del formigó:

45

d) Tipus d'acer:

B500S

e) Diàmetre (\emptyset) de la barra:

1

e) Mirar l'esquema (Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició) i introduir en el quadre gris la mX del cas que s'estar estudiant:

Introduir la "m" correcta:

m1

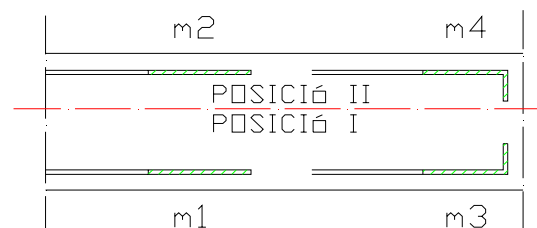


Figura 4.2 Coeficients "m" segons la posició

f) Mirar la taula (Taula 4.1 Valors de m) per trobar el valor de m en funció del tipus d'adherència, el tipus d'acabat, tipus de resistència del formigó i el tipus d'acer.

f _{ck}	B-400S				B-500S			
	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄
25	12	17	8	12	15	32	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	8	11	6	8	11	15	8	11
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Taula 4.1 Valors de "m"

Valor de "m": 11

g) Trobar el valor de la longitud bàsica d'ancoratge (l_b) a tracció, complint les següents condicions:

Posició I:

$$l_b = m_{1,3} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20;28.5} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

Posició II:

$$l_b = m_{2,4} \times \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14;20} \times \phi \geq 15 \text{ cm} \quad [\text{cm}]$$

on:

f _{yk}	→	N/mm ²
ø	→	cm

B-400S	→	400 N/mm ²
B-500S	→	500 N/mm ²

Nota: Es limitarà la resistència característica de l'acer a 400 N/mm², encara que s'estigui utilitzant un acer tipus B-500S.

Si posició I i prolongació recta:

l _b =	11	cm
(f _{yk} /20)*ø=	20	No compleix
15cm=	15	No compleix

Si posició II i prolongació recta:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	28,5714286	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició I i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /20)*ø=	20	Compleix
15cm=	15	Compleix

Si posició II i patilla:

l _b =	---	cm
(f _{yk} /14)*ø=	28,5714286	Compleix
15cm=	15	Compleix

Introduir el valor de la longitud bàsica definitiva:

20

h) Trobar el valor de la longitud d'anclatge neta a tracció, per tal de poder reduir la longitud d'anclatge:

A la longitud bàsica s'han d'aplicar els següents factors de correcció:

1. Longitud d'ancoratge mínima:

- a. 15cm.
- b. 10∅.
- c. 1/3lb → per barres traccionades.
- d. 2/3lb → per barres comprimides.

15
10
6,67
13,33

Longitud mínima a complir: 6,67

- 2. En el cas que hi pugui haver efectes dinàmics (sisme), les longituds d'incrementaran en 10∅.
- 3. Si l'armadura real és superior a l'estrictament necessària, les longituds es poden reduir d'acord amb:

$$l_{b,net} = l_b \times \beta \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

$l_{b,net} = 18,50 \text{ cm}$

$\beta = 1$
 $A_s = 6,54$
 $A_{s,real} = 7,07$

On: l_b = longitud bàsica d'ancoratge obtinguda a l'apartat g).

β = coeficient segons disposicions (forma) de l'ancoratge. (Veure Taula 4.2 Valors del factor de correcció β).

A_s = àrea d'armadura necessària.

$A_{s,real}$ = àrea d'armadura real que es col·locarà.

TIPUS	TRACCIÓ	COMPRESSIÓ
Prolongació recta	1	1
"Patilla"	0.7	1
Barra transversal soldada	0.7	0.7

Taula 4.2 Valors del factor de correcció β .

Nota: la longitud bàsica neta ha de complir les tres condicions de longituds d'ancoratge mínimes.

Nota: Per calcular la longitud bàsica i la longitud neta d'ancoratge a compressió es seguiran els mateixos criteris que per tracció. Només canviarà el factor de correcció per "patilla" per ser ineficaç.

Conceptes importants en el cas de sabates:

1) Tal i com explica Montoya a la pàgina 511 del seu llibre de "Hormigón Armado", si no és necessari el doblegat de les armadures, aquestes es prolongaran fins a l'extrem de la sabata deixant el recobriments

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.1 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE RUGOSA

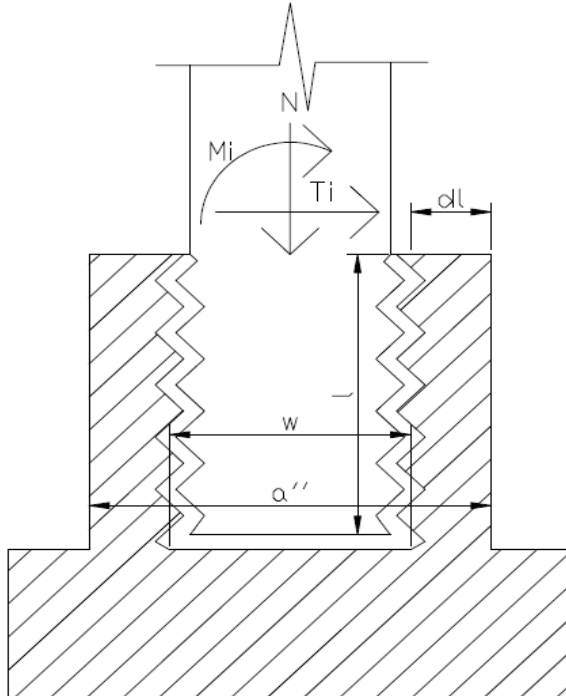


Figura 5.1.1 Esquema sabata amb collarí de superfície rugosa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,7 \text{ m}$$

$$dl = 0,18 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$\frac{M}{N \times a'} \leq 0,15 \rightarrow l \geq 1,2 \times a'$$

$$\frac{M}{N \times a'} = 2,00 \rightarrow l \geq 2,0 \times a'$$

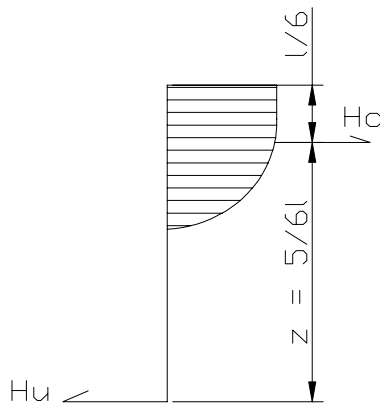
Direcció X		Direcció Y	
Mx=	5,31 m kN	My=	42,36 m kN
N=	340,07 kN	N=	340,07 kN
Tx=	11,31 kN	Ty=	10,51 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
Relació:	0,03	Relació:	0,25
long.mínima:	0,60 m	long.mínima:	0,60 m

$$\text{long.mínima} = 0,60 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:



$$H_o = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{6}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{o_x} = 22,07 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{o_y} = 80,39 \text{ kN}$

$$H_u = \frac{6}{5} \times \frac{M}{l} + \frac{1}{5} \times H$$

Direcció X: $H_{u_x} = 10,76 \text{ kN}$
 Direcció Y: $H_{u_y} = 80,39 \text{ kN}$

Figura 5.1.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

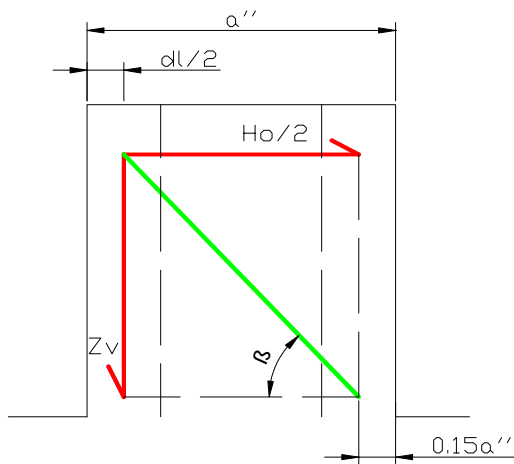
Direcció X		Direcció Y	
Uo=	11,03 kN	Uo=	40,19 kN
	1ø8 c/5		1ø8 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$										
$\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.1.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = \frac{7,66 \text{ kN}}{2\varnothing 8}$$

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = \frac{27,90 \text{ kN}}{2\varnothing 8}$$

Figura 5.1.3 Representació mètode bieles i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

5. CÀLCUL DE L'ARMADURA DEL COLLARÍ

5.2 COLLARÍ AMB SUPERFÍCIE LLISA

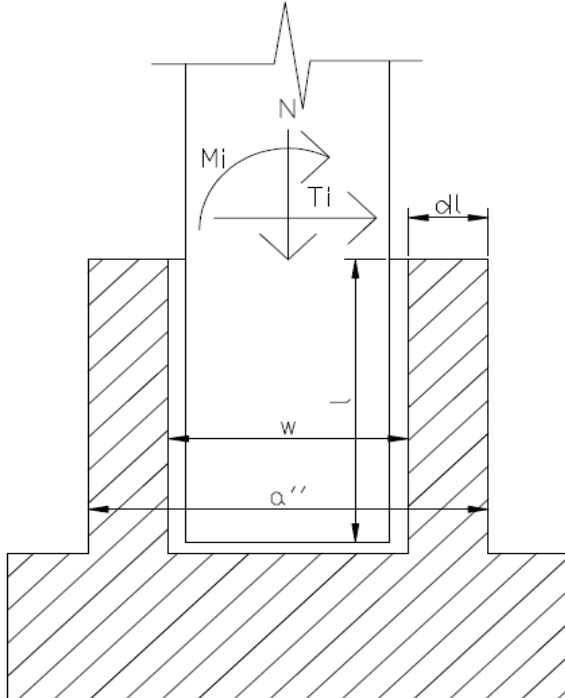


Figura 5.2.1 Esquema sabata amb collarí de superfície llisa

a) Geometria:

w = amplada de la dimensió més petita del forat del collarí.

dl = espessor de la paret del collarí ($dl \geq w/3$).

$$w = 0,7 \text{ m}$$

$$dl = 0,18 \text{ m}$$

b) Profunditat mínima d'encastament del pilar prefabricat (l):

$$l \geq 1,4 \times a'$$

Nota: Segons la EHE-08 la longitud mínima d'encastament seria $1,2a''$.

Direcció X		Direcció Y	
Mx=	5,31 mkN	My=	42,36 mkN
N=	340,07 kN	N=	340,07 kN
Tx=	11,31 kN	Ty=	10,51 kN
a':	0,50 m	a':	0,50 m
long.mínima:	0,70 m	long.mínima:	0,70 m

$$\text{long.mínima} = 0,70 \text{ m}$$

$$l = 0,75 \text{ m}$$

Longitud d'encastament correcta!

c) Càlcul de l'armadura longitudinal:

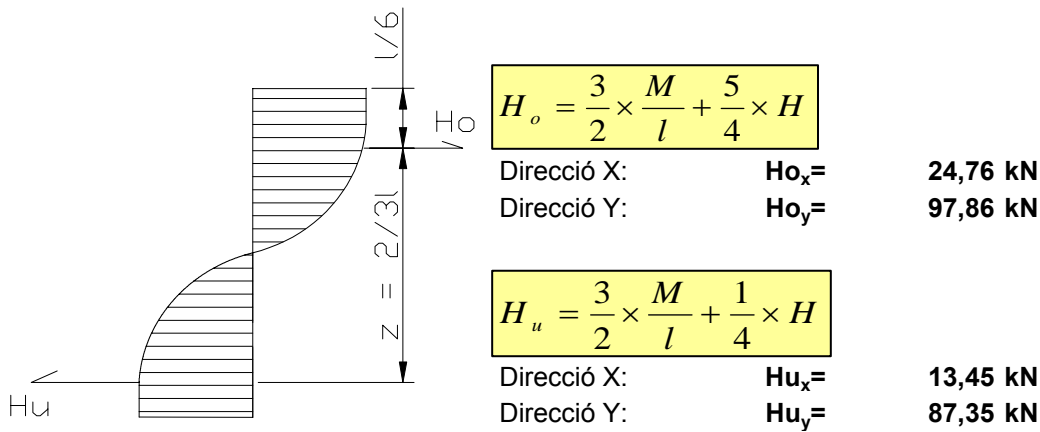


Figura 5.2.2 Representació d'esforços a les parets del collari

Tal i com comenta Fritz Leonhardt en el llibre: "Estructuras de hormigón armado - Tomo III", l'armadura perimetral horitzontal a la zona superior del collari, ha de transmetre la força H_o a les parets longitudinals i s'han de dimensionar, cada una d'elles, per $H_o/2$

$$U_o = \frac{H_o}{2} = A_s \times f_{yd}$$

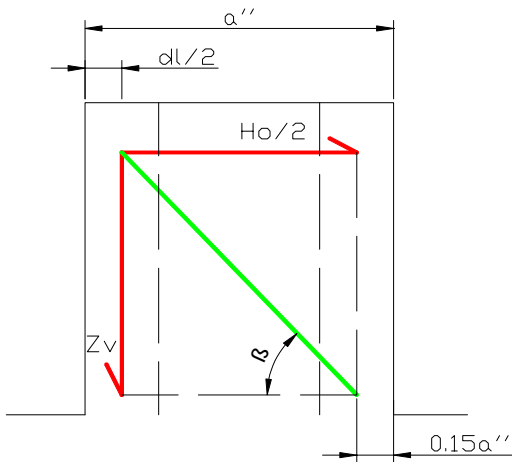
	Direcció X		Direcció Y
Uo=	12,38 kN	Uo=	48,93 kN
	1ø10 c/5		1ø10 c/5

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura longitudinal.

ARMADURAS TRACCIONADAS										
CAPACIDAD MECÁNICA EN kN										
$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$										
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$										
Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6*	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1092,7	1229,3	1365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1280,5	1494,0	1707,4	1920,8	2134,2
32	349,7	699,3	1049,0	1398,7	1748,4	2098,0	2447,7	2797,4	3147,1	3496,7
40	546,4	1092,7	1639,1	2185,5	2731,8	3278,2	3824,5	4370,9	4917,3	5463,6

Taula 5.2.1 Capacitats mecàniques en kN

d) Càlcul de l'armadura vertical:



$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \operatorname{tg} \beta$$

$$Z_v = \frac{H_o}{2} \times \frac{\frac{5}{6} \times l}{0.85 \times \alpha'' - \left(\frac{dl}{2}\right)}$$

Direcció X:

$$Z_{v_x} = 8,59 \text{ kN}$$

2ø8

Direcció Y:

$$Z_{v_y} = 33,97 \text{ kN}$$

2ø8

Figura 5.2.3 Representació mètode bigues i tirants.

Nota: el resultat anterior és la capacitat mecànica que han de suportar les dos branques de l'armadura transversal.

3.- EXPLICACIÓ DE LA SOLUCIÓ ADOPTADA

3.1.- Geometría

Per elaborar l'estudi de les sabates prefabricades de formigó HA-45, de tots els tipus trobats en el mercat, s'han seleccionat dos tipus de sabates, la geometria de les quals es representa, a la Figura _ (La figura de l'esquerra és el tipus 1 i, l'altre tipus 2), amb l'interior del calze rugós i llis.

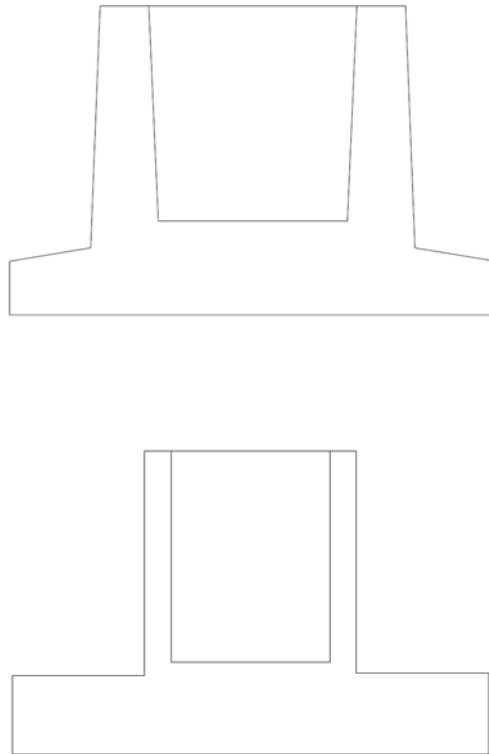


Figura _ – Geometria dels tipus de sabates prefabricades

La geometria de l'esquerra (tipus 1) té la secció típica de les sabates prefabricades. En canvi, l'altre (tipus 2), no és tant habitual.

3.2.- Armadura

Dels dos tipus, s'ha optat pel tipus 1 amb la cara interior del collarí rugosa, ja que, per una banda, després de realitzar una sèrie de càlculs, tot i tenir, més metres cúbics de formigó, es necessita menys armadura, B-500-S, per absorbir les sol·licitacions a les quals està sotmesa i, per l'altre, té un disseny més compacta i per tant, més rígida que el tipus 2.

Els càlculs detallats de la sabata seleccionada i la justificació de l'estudi es poden trobar a l'Annex D.

A la Taula 1, es resumeix la geometria de les sabates que necessita cada grup de pilars i l'armadura necessària tant a la base com en el collarí i a la Figura 3 i 4, es detalla el posicionament de l'armadura a la sabata tipus 1 i tipus 2, respectivament.

Posició	Alçada base (m)	Dimensions base (m)	Armat A i B	Armat C, collarí rugós	Armat C, collarí llis	Armat D, collarí transversal Rugós/Llis
Tipus 1						
Cantonada	0,20	2,20x2,20	9Ø16	2Ø10 c/5	2Ø12 c/5	2Ø12/2Ø16
Interior	0.55	3,30x3,30	35Ø25	2Ø10 c/5	1Ø16 c/5	2Ø10/2Ø12
Lateral x	0.30	2,60x2,60	13Ø16	2Ø10 c/5	1Ø16 c/5	2Ø10/2Ø12
Lateral y	0.30	2,60x2,60	13Ø16	2Ø10 c/5	1Ø16 c/5	2Ø10/2Ø12
Escala	0.20	1,80x1,80	9Ø10	2Ø6 c/5	2Ø8 c/5	2Ø8/2Ø8
Tipus 2						
Cantonada	0,25	2,20x2,20	9Ø16	2Ø10 c/5	2Ø12 c/5	2Ø16/2Ø16
Interior	0.60	3,30x3,30	40Ø25	2Ø10 c/5	1Ø16 c/5	2Ø12/2Ø16
Lateral x	0.35	2,60x2,60	16Ø16	2Ø10 c/5	1Ø16 c/5	2Ø12/2Ø16
Lateral y	0.35	2,60x2,60	16Ø16	2Ø10 c/5	1Ø16 c/5	2Ø12/2Ø16
Escala	0.25	1,80x1,80	10Ø12	2Ø6 c/5	2Ø8 c/5	2Ø8/2Ø10

Taula 1 – Resum de la geometria i armadura de les sabates

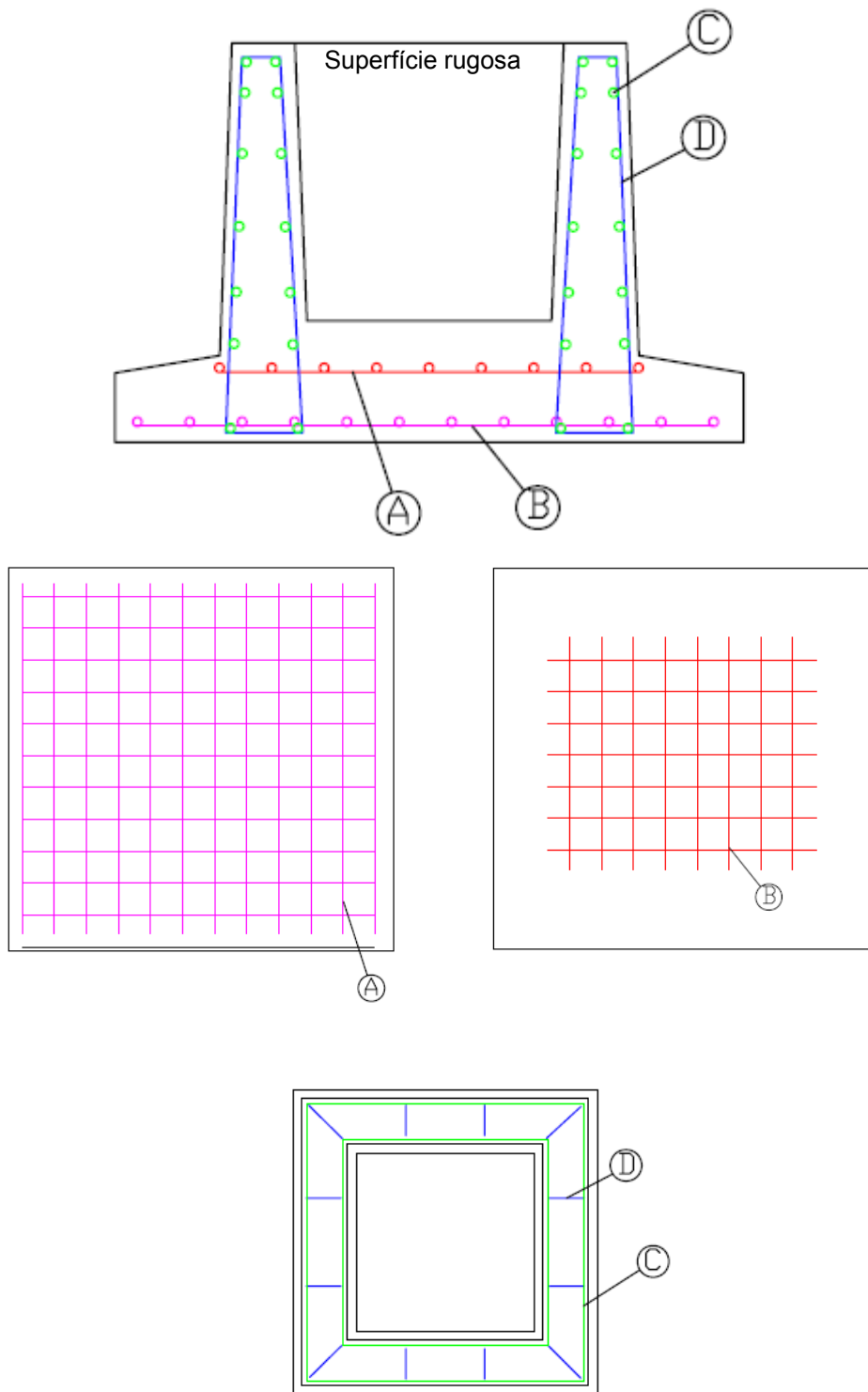


Figura 3 – Detall de l'armadura de la sabata tipus 1

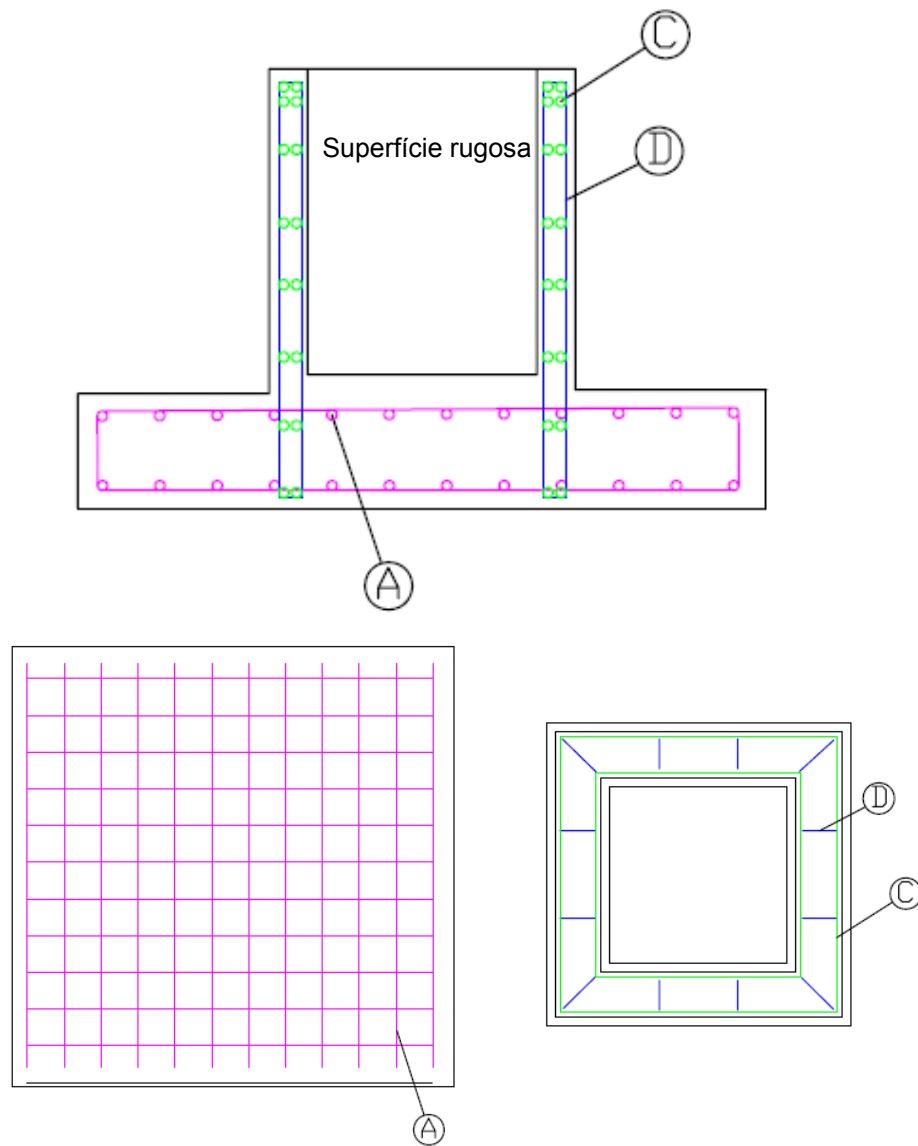


Figura 4 – Detall de l'armadura de la sabata tipus 2

3.3.- Col·locació a l'obra

3.3.1.- Entorn

Abans d'ubicar la sabata prefabricada, prèviament "in situ", cal abocar formigó en massa HM-20, anomenat també, formigó de neteja, per tal d'aconseguir la resistència del terreny correcta i anivellar-lo. Aquesta operació es realitzarà immediatament després d'haver excavat els últims 20 centímetres del terreny.

Un cop fetes aquestes operacions es pot procedir a la col·locació de les sabates prefabricades. Cal esmentar que entre aquest formigó de neteja i la sabata no existeix cap tipus d'unió.

3.3.2.- Unió pilar - sabata

Pel que fa al tipus d'ancoratge entre el pilar i la sabata es realitzarà mitjançant el calze amb collarí, ja que és un sistema de senzill, ràpid en el muntatge i amb un cost econòmic baix, ja que no es és necessari personal especialitzat.

Un altre tipus d'ancoratge que també s'utilitza és el de beines, és a dir, l'armadura principal del pilar sobresurt per la part inferior per poder-la anclar a la sabata. De cara a la fonamentació és més laboriós, ja que s'ha de tenir en compte la quantitat de beines que sobresortiran del pilar i s'ha de portar un control més intensiu, ja que si a l'obra arriba un pilar amb 6 beines i el fonament, s'ha fabricat per 4, resulta ser un gran problema. A més a més, quan el pilar té una armadura, per exemple, de 4Ø25 per cantonada, el muntador sol tenir dificultats per col·locar-los dins de les reserves dels fonaments.

Per tant, l'ancoratge mitjançant el calze dona més llibertat de col·locació de l'armadura i de cara al muntatge és més senzill.

3.3.2.1- Procediment

La col·locació del pilar dins del calze es realitzar amb l'ajuda d'una grua i unes falques de fusta temporals, per tal que el pilar es mantingui ben recta. Un cop aquest, estigui ben aplomat i anivellat s'abocarà entre l'espai de les cares interiors del calze del collarí i les cares del pilar, morter fluid sense retracció, per evitar moviments indesitjables, per exemple: morter tipus GROUT. Aquest morter ha de ser de la mateixa qualitat que el pilar i el collarí i perfectament compactat mitjançant un vibrador de cos pla.

Després d'abocar el morter anteriorment descrit, s'esperarà que aquest arribi a la seva màxima resistència per poder treure les falques de fusta. El temps d'inici i fi del freguat és de 120-250 minuts.

3.3.2.2.- Característiques de l'element d'unió

El contact Grout és un morter sense retracció, llest per la seva aplicació i amb altes característiques mecàniques.

3.3.2.2.1.- Dades tècniques

Tipus: morter de ciment millorat sense retracció.

Aspecte: pols.

Color: gris

Coefficient de dilatació: similar al formigó.

Expansió < 0.01%

Temps de manipulació: 50 – 70 minuts.

Començament – fi del freguat: 120 – 250 minuts.

Temperatura d'aplicació > 5°C

Resistència mecànica (segons UNE-83821): segons el tipus.

Inalterable als olis vegetals i minerals.

Fluidesa: el contact Grout una vegada amassat adquireix una consistència que pot variar de plàstica a autonivelant. Utilitzant aquesta última consistència s'aconsegueix que el morter penetri a l'interior dels encofrats o forats arribant totalment a l'espai a omplir sense necessitat de recorre a la vibració.

Retracció: en condicions normals no existeix retracció ni durant el freguat ni al llarg del procés d'enduriment.

Resistència mecànica: la resistència tant a compressió com a tracció és molt superior a la d'un formigó normal.



EPS

Escola Politècnica

Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Tècn. Ind. Mecànica. Pla 2002

Títol: Disseny d'una nau industrial amb estructura i fonamentació de formigó prefabricat

Document: 1.- Memòria. Annex D: Annex de càlcul dels elements de l'estructura

Alumne: Imma Duran Sureda

Director/Tutor: Albert Turon Travesa

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: MMCTE

Convocatòria (mes/any): Gener 2009

INDEX

E.1.- Annex de càlcul dels pilars prefabricats.....	1
E.1.1 Pilar 1.....	8
E.1.2 Pilar 2.....	14
E.1.3 Pilar 3.....	19
E.1.4 Pilar 4.....	24
E.1.5 Pilar 5.....	29
E.1.6 Pilar 6.....	33
E.1.7 Pilar 7.....	39
E.1.8 Pilar 8.....	44
E.1.9 Pilar 9.....	49
E.1.10 Pilar 10.....	54
E.1.11 Pilar 11.....	59
E.1.12 Pilar 12.....	64
E.1.13 Pilar 13.....	69
E.1.14 Pilar 14.....	74
E.1.15 Pilar 15.....	79
E.1.16 Pilar 16.....	84
E.1.17 Pilar 17.....	89
E.1.18 Pilar 18.....	94
E.1.19 Pilar 19.....	99
E.1.20 Pilar 20.....	104
E.1.21 Pilar 21.....	109
E.1.22 Pilar 22.....	114
E.1.23 Pilar 23.....	119
E.1.24 Pilar 24.....	124
E.1.25 Pilar 25.....	129
E.1.26 Pilar 26.....	134
E.1.27 Pilar 27.....	141
E.1.28 Pilar 28.....	147
E.1.29 Pilar 29.....	153
E.1.30 Pilar 30.....	159
E.1.31 Pilar 31.....	165
E.1.32 Pilar 32.....	171
E.1.33 Pilar 33.....	177
E.1.34 Pilar 34.....	183
E.1.35 Pilar 35.....	188
E.1.36 Pilar 36.....	195
E.2.- Annex de càlcul de les jàsseres pretensades LR i TR de forjat.....	200
E.3.- Annex de càlcul de les jàsseres armades LR i TR de coberta.....	240
E.4.- Fitxes d'autorització de les Plaques TT.....	278
E.5.- Annex de càlcul de les escales.....	287

E.1.- ANNEX DE CÀLCUL DELS PILARS PREFABRICATS

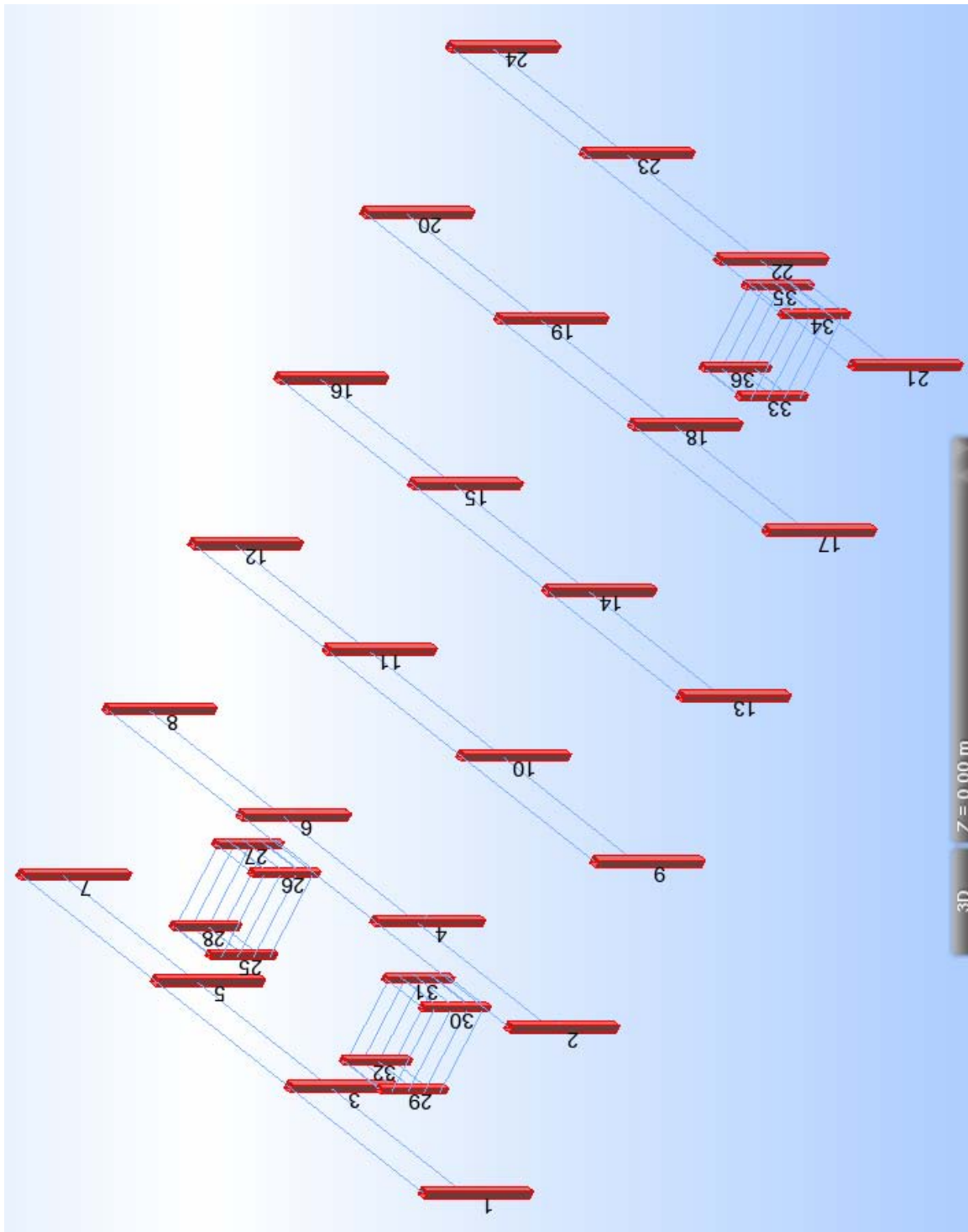


Figura 1 – Numeració de pilars

Els pilars de secció 50x50, alçada 10,51 metres més un encastament de 75 centímetres tenen diferent armat en funció de la posició que ocupen dins la nau industrial prefabricada. Existeixen tres tipus de pilars, tal i com es pot veure a la Figura 4: els de cantonada (1, 7, 21, 24), els laterals (2, 9, 13, 17, 22, 23, 20, 16, 12, 8, 5, 3) i els centrals (la resta).

Després de dissenyar la nau amb el programa Robot, introduir totes les accions que l'afecten i realitzar les combinacions en Estat Límit Últim, s'ha calculat l'armat de cada pilar.

A la Figura 1, s'indica la distribució i la numeració de tots els pilars de la nau industrial. Aquesta numeració ajudarà a identificar els pilars, quan es llegeixin les següents memòries de càlcul dels pilars.

Per obtenir el resultat de l'armadura necessària s'ha hagut de definir els següents factors (Figura 2, 3, 4, 5, 6):

- el coeficient per calcular la longitud de vinclament en funció de les condicions d'enllaç en els extrems: encastat – rotació, 0,7 (Figura 4)
- la resistència al foc: REI 90.
- l'ambient: IIa.
- recobriment: 4 cm (ve determinat pel tipus d'ambient i la resistència al foc)
- tipus de formigó: HA-45.
- tipus d'acer: B-500-S.
- característiques barres principals: $\varnothing 16$, $\varnothing 20$ o $\varnothing 25$.
- característiques barres secundàries: $\varnothing 12$.
- característiques dels estreps: $\varnothing 6$ o $\varnothing 8$.
- disposició de les barres.
- separació màxima entre barres i estreps: 30 cm.
- llargada màxima de les barres: 12 cm.

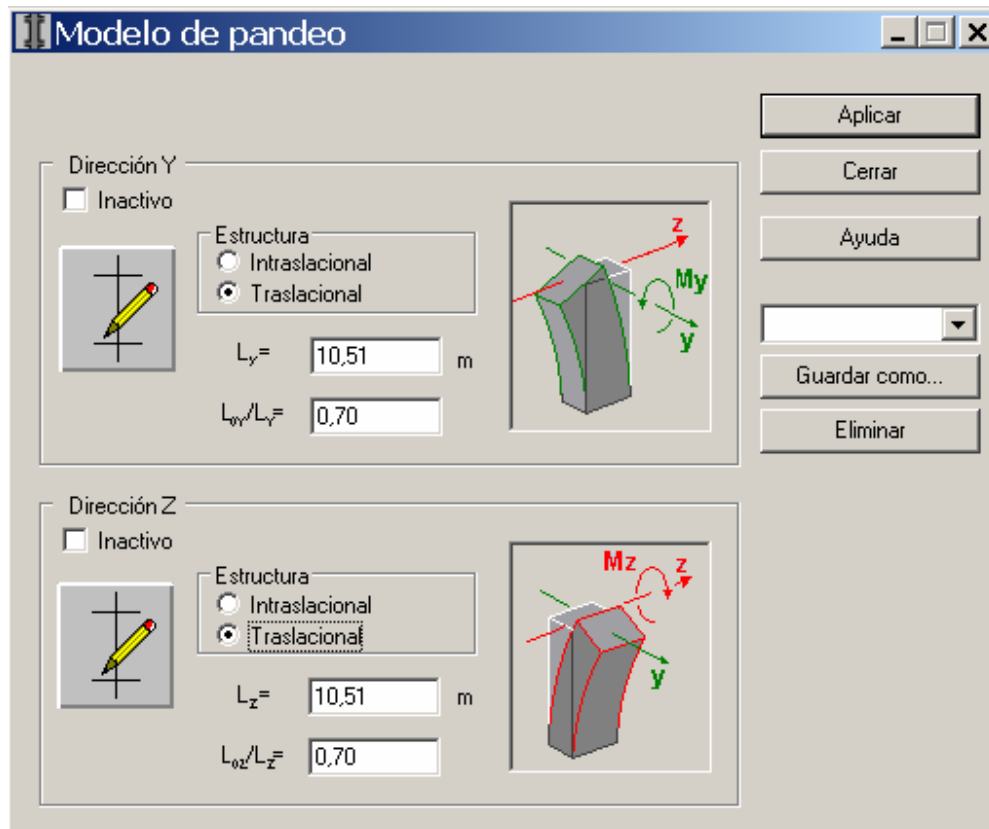


Figura 2. Coeficient per la longitud de vinclament

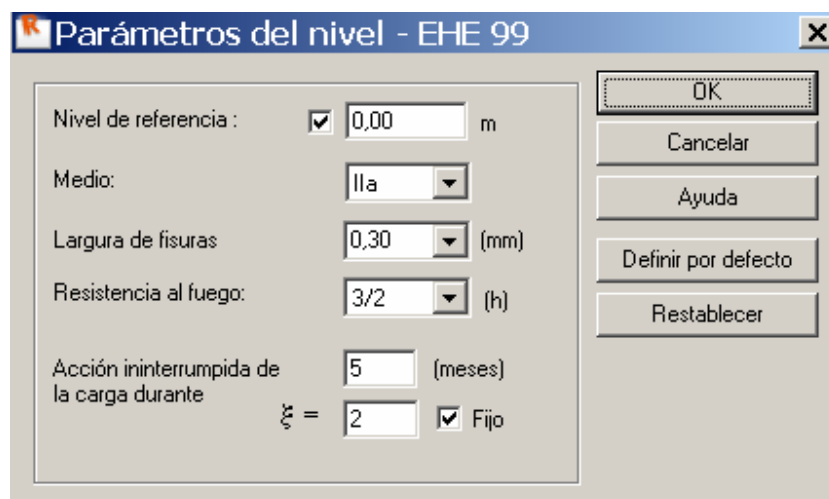


Figura 3. Resistència al foc i tipus d'ambient

Opciones de cálculo - EHE 99; Regulación - EHE99

General Hormigón Arm. longitudinales Arm. transversales

Materiales: Espanol

Nombre: HA - 45

Resistencia característica: 45,00 MPa

Peso específico: 2501,36 kG/m3

Diámetro del agregado: 10,0 mm

OK

Cancelar

Ayuda

Guardar como...

Eliminar

Figura 4. Tipus de formigó

Opciones de cálculo - EHE 99; Regulación - EHE99

General Hormigón Arm. longitudinales Arm. transversales

Tipo de acero: EHE

Clase: B 500 S barras corrugad

Resistencia característica: 500,00 (MPa)

	<input checked="" type="checkbox"/>	Nombre	d (mm)	A (cm2)
1	<input type="checkbox"/>		5,0	0,20
2	<input type="checkbox"/>		6,0	0,28
3	<input type="checkbox"/>		7,0	0,38
4	<input type="checkbox"/>		8,0	0,50
5	<input type="checkbox"/>		9,0	0,64
6	<input type="checkbox"/>		10,0	0,79
7	<input checked="" type="checkbox"/>		12,0	1,13
8	<input type="checkbox"/>		14,0	1,54
9	<input checked="" type="checkbox"/>		16,0	2,01
10	<input checked="" type="checkbox"/>		20,0	3,14
11	<input checked="" type="checkbox"/>		25,0	4,91
12	<input type="checkbox"/>		32,0	8,04
13	<input type="checkbox"/>		40,0	12,57
*	<input checked="" type="checkbox"/>			

OK

Cancelar

Ayuda

Guardar como...

Eliminar

Figura 5. Tipus d'acer

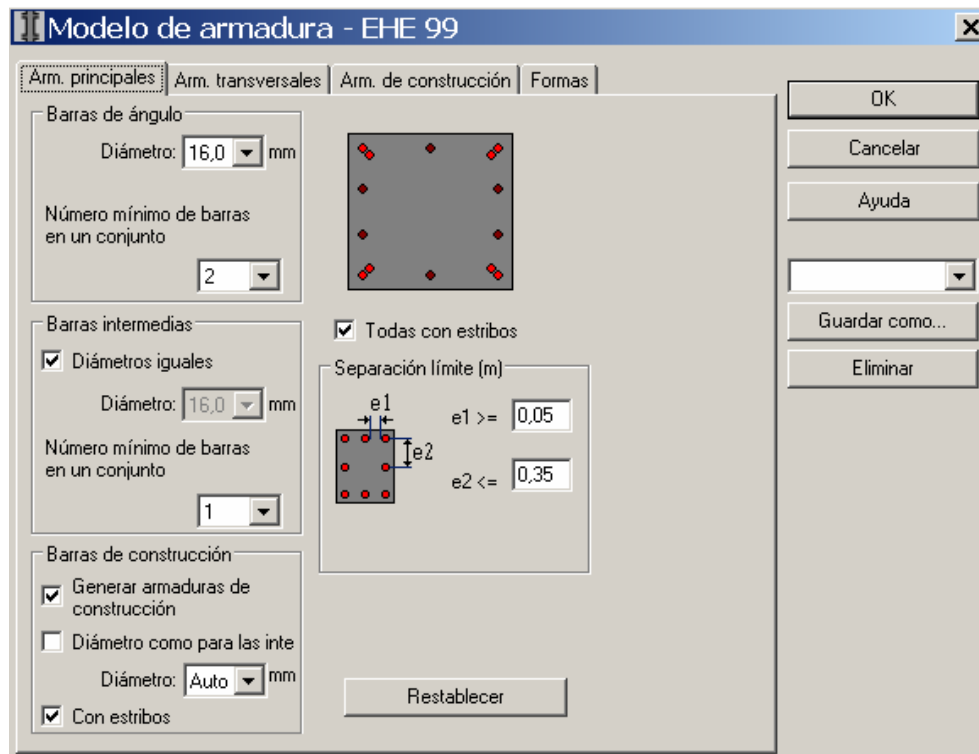


Figura 6. Disposició de les barres, sepració entre barres i característiques de les barres

El detall de la disposició d'armadura, en els plànols de detall (Document núm.3 Plànols).

E.1.1 PILAR 1**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna1**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	1	1,00	749,89	3,97	72,38	69,92	69,62
COMB2	de cálculo	1	1,00	750,69	5,03	-40,16	72,37	68,59
COMB3	de cálculo	1	1,00	750,04	4,38	14,27	71,79	104,00

COMB4	de cálculo	1	1,00	751,21	4,81	11,02	72,07	40,14
COMB5	de cálculo	1	1,00	714,00	2,97	106,19	64,50	72,36
COMB6	de cálculo	1	1,00	715,33	4,73	-81,38	68,59	70,65
COMB7	de cálculo	1	1,00	714,25	3,65	9,33	67,62	129,66
COMB8	de cálculo	1	1,00	716,19	4,38	3,92	68,09	23,23
COMB9	de cálculo	1	1,00	717,90	3,42	66,60	67,60	72,25
COMB10	de cálculo	1	1,00	718,70	4,48	-45,95	70,05	71,23
COMB11	de cálculo	1	1,00	718,05	3,83	8,48	69,47	106,64
COMB12	de cálculo	1	1,00	719,22	4,26	5,24	69,75	42,78

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB6 (C)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 715,33 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -40,68 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -134,86 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Sección en el medio del pilar

$$N = 715,33 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = -100,56 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = -201,28 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-5,7 (cm)	-18,9 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	-8,4 (cm)	-9,3 (cm)
total	etot:	-14,1 (cm)	-28,1 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 4,73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = -81,38 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{mid} = -40,68 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -40,68 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -5,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_a = \text{Método aproximativo} \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,50$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$is = 15,9 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = -8,4 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = ee + ea = -14,1 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$$\lambda < 100 \quad \text{Método aproximativo}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 70,65 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = 68,59 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{mid} = -134,86 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -134,86 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -18,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,5 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -9,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -28,1 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	$A_{sr} = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$
Densidad del armado:	$\rho = 0,48 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 6 $\phi 16,0$ $l = 10,47 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 12,0$ $l = 10,47 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	44 $\phi 6,0$	$l = 1,74 \text{ (m)}$
	44 $\phi 6,0$	$l = 1,28 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total = 147,30 (kG)
 - Densidad = 56,06 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diàmetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,29	44	12,54
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 2 PILAR 2**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna2**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	2	1,00	1387,86	-2,93	48,53	692,03	-28,69
COMB2	de cálculo	2	1,00	1388,07	-1,78	-45,36	692,73	-28,93
COMB3	de cálculo	2	1,00	1382,63	-2,36	4,61	682,58	24,80

COMB4	de cálculo	2	1,00	1393,73	-2,34	-1,57	704,42	-70,23
COMB5	de cálculo	2	1,00	1297,65	-3,55	76,95	655,36	-20,40
COMB6	de cálculo	2	1,00	1298,01	-1,63	-79,54	656,54	-20,80
COMB7	de cálculo	2	1,00	1288,94	-2,59	3,74	639,61	68,75
COMB8	de cálculo	2	1,00	1307,45	-2,57	-6,56	676,01	-89,63
COMB9	de cálculo	2	1,00	1305,28	-3,17	45,60	663,19	-19,93
COMB10	de cálculo	2	1,00	1305,50	-2,02	-48,29	663,90	-20,17
COMB11	de cálculo	2	1,00	1300,06	-2,59	1,68	653,74	33,56
COMB12	de cálculo	2	1,00	1311,16	-2,58	-4,50	675,58	-61,46

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1393,73 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -2,34 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 704,42 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1393,73 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -131,21 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 842,47 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-0,2 (cm)	50,5 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	50,5 (cm)

II orden	ea:	-6,9 (cm)	9,9 (cm)
total	etot:	-9,4 (cm)	60,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = -1,57 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -2,34 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = -2,34 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = -0,2 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; emin) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$ic = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_yd/E_s = 0,00$$

$$f_yd = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = -6,9 \text{ (cm)}$$

$$etot = ee + ea = -9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

$$M_2 = 704,42 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = -70,23 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 704,42 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 50,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 50,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 9,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 60,4 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 3,14 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 $\phi 25,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 $\phi 8,0$ $l = 1,76$ (m)
 35 $\phi 8,0$ $l = 1,30$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 725,12 (kG)
 - Densidad = 275,97 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 17,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 3 PILAR 3**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna3**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	3	1,00	1428,36	-4,22	69,17	-11,75	23,12
COMB2	de cálculo	3	1,00	1427,36	-5,14	-62,18	-12,49	22,78
COMB3	de cálculo	3	1,00	1427,43	-4,98	-2,83	-12,06	47,32

COMB4	de cálculo	3	1,00	1427,66	-4,60	-3,32	-11,00	-1,83
COMB5	de cálculo	3	1,00	1352,60	-3,22	114,87	-10,85	24,67
COMB6	de cálculo	3	1,00	1350,93	-4,75	- 104,05	-12,08	24,09
COMB7	de cálculo	3	1,00	1351,05	-4,50	-5,13	-11,36	64,99
COMB8	de cálculo	3	1,00	1351,42	-3,85	-5,94	-9,59	-16,93
COMB9	de cálculo	3	1,00	1360,82	-3,63	66,73	-11,22	24,30
COMB10	de cálculo	3	1,00	1359,82	-4,55	-64,62	-11,96	23,95
COMB11	de cálculo	3	1,00	1359,89	-4,40	-5,28	-11,53	48,49
COMB12	de cálculo	3	1,00	1360,12	-4,01	-5,76	-10,47	-0,66

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1352,60 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 114,87 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{sdz} = 24,67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 1352,60 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 229,17 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$N^*e_{toty} = 132,40 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Excentricidad:		e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
estático	ee:	8,5 (cm)	1,8 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)

inicial	ee:	8,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	8,5 (cm)	7,3 (cm)
total	etot:	16,9 (cm)	9,8 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 114,87 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = -3,22 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 114,87 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 8,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 8,5 \text{ (cm)}$$

$$e_a = \text{Método aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$d-d' = 39,1 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 19,5 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 8,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 16,9 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

$$M_2 = 24,67 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -10,85 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 24,67 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 1,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

~~$$e_a = \text{Método aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$~~

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,51$$

$$d-d' = 39,1 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 15,9 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 7,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 9,8 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 0,48 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 6 $\phi 16,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)
 44 $\phi 6,0$ $l = 1,28$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 147,24 (kG)
 - Densidad = 56,04 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,28	44	12,49
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 4 PILAR 4**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna4**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	4	1,00	2550,88	2,65	52,38	-181,47	6,16
COMB2	de cálculo	4	1,00	2550,84	1,84	-46,22	-180,40	5,89
COMB3	de cálculo	4	1,00	2551,04	2,01	3,65	-201,73	40,86

COMB4	de cálculo	4	1,00	2550,25	2,41	2,25	-159,56	-28,76
COMB5	de cálculo	4	1,00	2388,57	3,19	83,59	-171,17	6,88
COMB6	de cálculo	4	1,00	2388,49	1,84	-80,74	-169,38	6,43
COMB7	de cálculo	4	1,00	2388,82	2,13	2,37	-204,93	64,71
COMB8	de cálculo	4	1,00	2387,50	2,79	0,03	-134,65	-51,32
COMB9	de cálculo	4	1,00	2402,92	2,90	50,65	-174,41	6,47
COMB10	de cálculo	4	1,00	2402,88	2,09	-47,95	-173,34	6,20
COMB11	de cálculo	4	1,00	2403,08	2,26	1,91	-194,67	41,17
COMB12	de cálculo	4	1,00	2402,29	2,66	0,51	-152,50	-28,45

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2551,04 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 2,01 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -201,73 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2551,04 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 240,17 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -415,08 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	-7,9 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	-8,4 (cm)

total	etot:	9,4 (cm)	-16,3 (cm)
-------	-------	----------	------------

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 3,65 (kN*m)

M1 = 2,01 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = 2,01 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 0,1 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

$$e_a = \text{Método aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 38,1 (cm)

is = 19,0 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

e_a = 6,9 (cm)

etot = ee + e_a = 9,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 40,86 (kN*m)

M1 = -201,73 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -201,73 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -7,9 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)

~~$$e_a = \text{Método aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$~~

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 38,1 (cm)

is = 19,0 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\epsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\epsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -8,4 (cm)

etot = ee + ea = -16,3 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 24,13 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 0,97 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 12 $\phi 16,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)

44 $\phi 6,0$ $l = 1,27$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 264,98 (kG)
 - Densidad = 100,85 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	44	12,44
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	4	37,19
16,0	10,47	16,53	12	198,37

E.1. 5 PILAR 5**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna5**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	5	1,00	1428,02	-4,17	70,37	13,63	-18,87
COMB2	de cálculo	5	1,00	1427,51	-5,03	-62,05	13,63	-19,15
COMB3	de cálculo	5	1,00	1427,49	-4,38	-2,44	12,11	5,88

COMB4	de cálculo	5	1,00	1427,36	-5,05	-2,31	14,13	-43,57
COMB5	de cálculo	5	1,00	1352,12	-3,20	116,50	12,59	-20,71
COMB6	de cálculo	5	1,00	1351,27	-4,63	-104,20	12,58	-21,17
COMB7	de cálculo	5	1,00	1351,24	-3,55	-4,85	10,04	20,54
COMB8	de cálculo	5	1,00	1351,02	-4,66	-4,63	13,42	-61,87
COMB9	de cálculo	5	1,00	1360,49	-3,59	68,03	12,78	-20,59
COMB10	de cálculo	5	1,00	1359,98	-4,45	-64,39	12,77	-20,86
COMB11	de cálculo	5	1,00	1359,96	-3,80	-4,79	11,25	4,16
COMB12	de cálculo	5	1,00	1359,83	-4,47	-4,65	13,27	-45,29

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1352,12 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 116,50 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -20,71 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 1352,12 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 230,99 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -132,36 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	8,6 (cm)	-1,5 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	8,6 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	8,5 (cm)	-7,3 (cm)

total	etot:	17,1 (cm)	-9,8 (cm)
-------	-------	-----------	-----------

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 116,50 (kN*m)

M1 = -3,20 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

Msd = 116,50 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 8,6 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 8,6 (cm)

$$e_a = \text{Método Aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 39,1 (cm)

is = 19,5 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 8,5 (cm)

etot = ee + ea = 17,1 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 12,59 (kN*m)

M1 = -20,71 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

Msd = -20,71 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -1,5 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,51$

d-d' = 39,1 (cm)

is = 15,9 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -7,3 (cm)

etot = ee + ea = -9,8 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 0,48 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 6 $\phi 16,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)
 44 $\phi 6,0$ $l = 1,28$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 147,24 (kG)
 - Densidad = 56,04 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,29	44	12,54
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 6 PILAR 6**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna6**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	6	1,00	2550,86	3,98	54,06	181,79	-2,39
COMB2	de cálculo	6	1,00	2550,91	2,71	-46,24	182,89	-2,64
COMB3	de cálculo	6	1,00	2550,27	3,66	3,09	160,94	32,23
COMB4	de	6	1,00	2551,06	3,02	4,61	203,12	-37,38

	cálculo							
COMB5	de cálculo	6	1,00	2388,51	4,36	85,82	170,52	-3,82
COMB6	de cálculo	6	1,00	2388,60	2,25	-81,35	172,36	-4,24
COMB7	de cálculo	6	1,00	2387,53	3,83	0,86	135,78	53,87
COMB8	de cálculo	6	1,00	2388,85	2,76	3,39	206,08	-62,14
COMB9	de cálculo	6	1,00	2402,90	3,94	52,36	174,48	-3,62
COMB10	de cálculo	6	1,00	2402,96	2,67	-47,94	175,58	-3,87
COMB11	de cálculo	6	1,00	2402,32	3,62	1,39	153,63	31,00
COMB12	de cálculo	6	1,00	2403,11	2,97	2,90	195,82	-38,61

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2551,06 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 3,02 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 203,12 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2551,06 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 240,17 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 416,69 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	8,0 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	8,0 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	8,4 (cm)

total	etot:	9,4 (cm)	16,3 (cm)
-------	-------	----------	-----------

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 4,61 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = 3,02 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = 3,02 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = 0,1 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 2,5 \text{ (cm)}$$

~~$$ea = \text{Método aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$~~

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 38,1 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,0 \text{ (cm)}$$

$$ic = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\epsilon_y = f_yd/E_s = 0,00$$

$$f_yd = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\epsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = 6,9 \text{ (cm)}$$

$$etot = ee + ea = 9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 203,12 (kN*m)

M1 = -37,38 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = 203,12 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 8,0 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 8,0 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 38,1 (cm)

is = 19,0 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = 8,4 (cm)

$$e_{tot} = e_e + e_a = 16,3 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 24,13 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 0,97 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 $\phi 16,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)
 44 $\phi 6,0$ $l = 1,27$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 264,98 (kG)
 - Densidad = 100,85 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	44	12,44
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	4	37,19
16,0	10,47	16,53	12	198,37

E.1. 7 PILAR 7**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna7**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA – 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	7	1,00	749,90	4,42	76,01	-69,48	-65,14
COMB2	de cálculo	7	1,00	750,61	5,14	-40,27	-71,35	-65,17
COMB3	de cálculo	7	1,00	751,21	4,98	12,34	-71,32	-36,23

COMB4	de cálculo	7	1,00	749,96	4,84	16,72	-71,08	-100,05
COMB5	de cálculo	7	1,00	714,06	3,45	111,28	-64,45	-68,05
COMB6	de cálculo	7	1,00	715,26	4,65	-82,53	-67,57	-68,10
COMB7	de cálculo	7	1,00	716,26	4,39	5,17	-67,52	-19,87
COMB8	de cálculo	7	1,00	714,16	4,14	12,46	-67,12	-126,25
COMB9	de cálculo	7	1,00	717,94	3,81	70,53	-67,35	-68,32
COMB10	de cálculo	7	1,00	718,65	4,53	-45,76	-69,22	-68,35
COMB11	de cálculo	7	1,00	719,25	4,37	6,86	-69,19	-39,41
COMB12	de cálculo	7	1,00	718,00	4,22	11,23	-68,95	-103,24

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 714,06 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 111,28 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{sdz} = -68,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 714,06 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 179,83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$N^*e_{toty} = -129,37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	15,6 (cm)	-9,5 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	15,6 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	9,6 (cm)	-8,6 (cm)

total	etot:	25,2 (cm)	-18,1 (cm)
-------	-------	-----------	------------

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 111,28 (kN*m)

M1 = 3,45 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

Msd = 111,28 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 15,6 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 15,6 (cm)

$$e_a = \text{Método aproximativo} \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,50$

d-d' = 39,0 (cm)

is = 15,9 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\epsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\epsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 9,6 (cm)

etot = ee + ea = 25,2 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

$$M_2 = -64,45 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = -68,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -68,05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -9,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,5 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -8,6 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -18,1 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 0,48 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 6 $\phi 16,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)
 44 $\phi 6,0$ $l = 1,28$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 147,30 (kG)
 - Densidad = 56,06 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,29	44	12,54
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 8 PILAR 8**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna8**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	8	1,00	1345,22	-3,70	51,66	-692,44	33,87
COMB2	de cálculo	8	1,00	1345,00	-2,78	-45,47	-691,63	33,70
COMB3	de cálculo	8	1,00	1350,89	-3,32	-0,48	-704,08	75,16
COMB4	de	8	1,00	1339,78	-3,09	6,77	-682,24	-19,86

	cálculo							
COMB5	de cálculo	8	1,00	1267,20	-4,00	81,41	-656,26	24,35
COMB6	de cálculo	8	1,00	1266,83	-2,47	-80,49	-654,92	24,07
COMB7	de cálculo	8	1,00	1276,64	-3,37	-5,50	-675,67	93,17
COMB8	de cálculo	8	1,00	1258,13	-2,98	6,58	-639,26	-65,20
COMB9	de cálculo	8	1,00	1274,68	-3,67	49,07	-663,59	23,71
COMB10	de cálculo	8	1,00	1274,46	-2,75	-48,07	-662,79	23,54
COMB11	de cálculo	8	1,00	1280,35	-3,29	-3,08	-675,24	65,00
COMB12	de cálculo	8	1,00	1269,24	-3,06	4,17	-653,39	-30,02

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1350,89 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -3,32 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -704,08 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1350,89 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = -127,18 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = -838,06 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-0,2 (cm)	-52,1 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	-6,9 (cm)	-9,9 (cm)

total	etot:	-9,4 (cm)	-62,0 (cm)
-------	-------	-----------	------------

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,48 (kN*m)

M1 = -3,32 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -3,32 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -0,2 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 35,4 (cm)

is = 17,7 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_yd/E_s = 0,00$

f_yd = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -6,9 (cm)

etot = ee + ea = -9,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 75,16 (kN*m)

M1 = -704,08 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -704,08 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -52,1 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 35,4 (cm)

is = 17,7 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -9,9 (cm)

etot = ee + ea = -62,0 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $A_{sr} = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 3,14 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 $\phi 25,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 $\phi 8,0$ $l = 1,76$ (m)
 35 $\phi 8,0$ $l = 1,30$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 725,12 (kG)
 - Densidad = 275,97 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 17,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 9 PILAR 9**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna9**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad: 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kNm)	My(i) (kNm)	Mz(s) (kNm)	Mz(i) (kNm)
COMB1	de cálculo	9	1,00	1420,01	-3,33	62,26	699,58	-47,81
COMB2	de cálculo	9	1,00	1420,11	-2,16	-31,58	699,98	-47,71
COMB3	de cálculo	9	1,00	1414,83	-2,95	17,85	691,55	9,88

COMB4	de cálculo	9	1,00	1425,72	-2,55	12,78	710,15	-93,20
COMB5	de cálculo	9	1,00	1327,05	-3,64	88,40	660,89	-39,17
COMB6	de cálculo	9	1,00	1327,22	-1,69	-67,99	661,56	-39,02
COMB7	de cálculo	9	1,00	1318,40	-3,00	14,38	647,51	56,96
COMB8	de cálculo	9	1,00	1336,56	-2,33	5,93	678,52	-114,83
COMB9	de cálculo	9	1,00	1334,87	-3,25	57,10	669,14	-38,52
COMB10	de cálculo	9	1,00	1334,97	-2,08	-36,73	669,54	-38,43
COMB11	de cálculo	9	1,00	1329,68	-2,87	12,69	661,12	19,16
COMB12	de cálculo	9	1,00	1340,57	-2,47	7,62	679,72	-83,92

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1425,72 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -2,55 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 710,15 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1425,72 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -134,23 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 851,28 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-0,2 (cm)	49,8 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	49,8 (cm)

II orden	ea:	-6,9 (cm)	9,9 (cm)
total	etot:	-9,4 (cm)	59,7 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 12,78 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -2,55 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = -2,55 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = -0,2 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = -6,9 \text{ (cm)}$$

$$etot = ee + ea = -9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

$$M_2 = 710,15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -93,20 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 710,15 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 49,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 49,8 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 9,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 59,7 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 3,14 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 $\phi 25,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos $35 \phi 8,0$ $l = 1,76$ (m)
 $35 \phi 8,0$ $l = 1,30$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 725,12 (kG)
 - Densidad = 275,97 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 17,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 10 PILAR 10**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna10**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	10	1,00	2533,72	2,67	69,77	-355,73	10,12
COMB2	de cálculo	10	1,00	2533,70	1,86	-28,80	-355,13	10,22
COMB3	de cálculo	10	1,00	2533,88	2,26	21,28	-373,95	49,32

COMB4	de cálculo	10	1,00	2533,11	2,22	19,55	-336,40	-28,91
COMB5	de cálculo	10	1,00	2370,24	2,99	97,55	-335,63	9,79
COMB6	de cálculo	10	1,00	2370,21	1,63	-66,74	-334,64	9,94
COMB7	de cálculo	10	1,00	2370,51	2,29	16,73	-366,01	75,11
COMB8	de cálculo	10	1,00	2369,23	2,23	13,86	-303,42	-55,27
COMB9	de cálculo	10	1,00	2381,94	2,70	64,65	-341,32	9,36
COMB10	de cálculo	10	1,00	2381,92	1,88	-33,93	-340,73	9,46
COMB11	de cálculo	10	1,00	2382,10	2,28	16,15	-359,55	48,56
COMB12	de cálculo	10	1,00	2381,33	2,24	14,43	-322,00	-29,67

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2533,88 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 2,26 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -373,95 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2533,88 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 238,56 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -603,51 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	-14,8 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	-9,1 (cm)

total	etot:	9,4 (cm)	-23,8 (cm)
-------	-------	----------	------------

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 21,28 (kN*m)

M1 = 2,26 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = 2,26 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 0,1 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 36,8 (cm)

is = 18,4 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 6,9 (cm)

etot = ee + ea = 9,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 49,32 (kN*m)

M1 = -373,95 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -373,95 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -14,8 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 36,8 (cm)

is = 18,4 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -9,1 (cm)

etot = ee + ea = -23,8 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 50,27 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 2,01 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 $\phi 20,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)

35 $\phi 6,0$ $l = 1,27$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 473,86 (kG)
 - Densidad = 180,35 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 14,2 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	35	9,90
6,0	1,74	0,39	35	13,50
12,0	10,47	9,30	4	37,19
20,0	10,47	25,83	16	413,27

E.1. 11 PILAR 11**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna11**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo : 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L : = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa : = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga : = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura : = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	11	1,00	2533,52	2,93	71,39	353,92	-7,97
COMB2	de cálculo	11	1,00	2533,55	1,64	-28,92	354,57	-7,85
COMB3	de cálculo	11	1,00	2532,93	2,39	20,31	335,14	31,14
COMB4	de cálculo	11	1,00	2533,70	2,18	22,17	372,68	-47,09
COMB5	de cálculo	11	1,00	2370,07	3,46	99,83	333,81	-8,90
COMB6	de cálculo	11	1,00	2370,13	1,31	-67,37	334,90	-8,69

COMB7	de càlculo	11	1,00	2369,10	2,56	14,70	302,50	56,29
COMB8	de càlculo	11	1,00	2370,38	2,20	17,78	365,07	-74,10
COMB9	de càlculo	11	1,00	2381,78	3,03	66,40	339,85	-8,42
COMB10	de càlculo	11	1,00	2381,82	1,74	-33,92	340,50	-8,29
COMB11	de càlculo	11	1,00	2381,20	2,49	15,32	321,07	30,70
COMB12	de càlculo	11	1,00	2381,96	2,28	17,17	358,61	-47,54

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2533,70 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 2,18 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 372,68 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2533,70 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 238,54 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 602,14 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	14,7 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	14,7 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	9,1 (cm)
total	etot:	9,4 (cm)	23,8 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 22,17 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 2,18 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 2,18 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 0,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_a = \frac{M_2 - M_1}{N} \cdot \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 36,8 \text{ (cm)}$$

$$is = 18,4 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 6,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$$\lambda < 100 \quad \text{Método aproximativo}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 372,68 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -47,09 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = 372,68 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = 14,7 \text{ (cm)}$$

$$emin = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 14,7 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 36,8 \text{ (cm)}$$

$$is = 18,4 \text{ (cm)}$$

$$ic = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_yd/E_s = 0,00$$

$$f_yd = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = 9,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = ee + ea = 23,8 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 50,27 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 2,01 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 ϕ 20,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 ϕ 6,0 l = 1,74 (m)

35 ϕ 6,0 l = 1,27 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 473,86 (kG)
 - Densidad = 180,35 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,2 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	35	9,90
6,0	1,74	0,39	35	13,50
12,0	10,47	9,30	4	37,19
20,0	10,47	25,83	16	413,27

E.1. 12 PILAR 12**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna12**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	12	1,00	1377,73	-2,27	58,18	-701,52	51,38
COMB2	de cálculo	12	1,00	1377,61	-1,34	-38,91	-701,03	51,55
COMB3	de cálculo	12	1,00	1383,34	-1,70	6,63	-711,71	96,88

COMB4	de cálculo	12	1,00	1372,45	-1,85	12,80	-693,12	-6,21
COMB5	de cálculo	12	1,00	1296,73	-2,81	87,73	-662,68	41,04
COMB6	de cálculo	12	1,00	1296,53	-1,25	-74,08	-661,86	41,31
COMB7	de cálculo	12	1,00	1306,08	-1,86	1,83	-679,66	116,87
COMB8	de cálculo	12	1,00	1287,93	-2,10	12,12	-648,68	-54,95
COMB9	de cálculo	12	1,00	1304,49	-2,47	55,44	-670,68	40,45
COMB10	de cálculo	12	1,00	1304,37	-1,54	-41,65	-670,19	40,62
COMB11	de cálculo	12	1,00	1310,10	-1,90	3,89	-680,87	85,95
COMB12	de cálculo	12	1,00	1299,21	-2,05	10,06	-662,29	-17,14

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1383,34 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -1,70 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -711,71 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1383,34 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -130,24 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -848,84 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
estático	ee:	-0,1 (cm)	-51,4 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)

inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	-6,9 (cm)	-9,9 (cm)
total	etot:	-9,4 (cm)	-61,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 6,63 (kN*m)

M1 = -1,70 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -1,70 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -0,1 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 35,4 (cm)

is = 17,7 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = -6,9 (cm)

$$e_{tot} = e_e + e_a = -9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$$\lambda < 100 \quad \text{Método aproximativo}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 96,88 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -711,71 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -711,71 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -51,4 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 0,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -9,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -61,4 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $A_{sr} = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 3,14 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 16 $\phi 25,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos $35 \phi 8,0$ $l = 1,76$ (m)
 $35 \phi 8,0$ $l = 1,30$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)

- Acero B 500 S

- Peso total= 725,12 (kG)
- Densidad = 275,97 (kG/m³)
- Diámetro medio = 17,5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 13 PILAR 13**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna13**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	13	1,00	1376,70	0,70	59,40	698,62	-50,82
COMB2	de cálculo	13	1,00	1376,69	1,85	-34,48	698,67	-50,45
COMB3	de cálculo	13	1,00	1371,10	0,86	14,28	689,67	9,13
COMB4	de cálculo	13	1,00	1382,70	1,69	10,65	709,74	-98,18
COMB5	de cálculo	13	1,00	1295,96	0,37	87,85	660,16	-41,87
COMB6	de cálculo	13	1,00	1295,93	2,30	-68,63	660,24	-41,25

COMB7	de càlculo	13	1,00	1286,61	0,64	12,65	645,23	58,05
COMB8	de càlculo	13	1,00	1305,95	2,03	6,60	678,69	-120,81
COMB9	de càlculo	13	1,00	1303,73	0,76	56,56	668,28	-41,11
COMB10	de càlculo	13	1,00	1303,72	1,91	-37,33	668,33	-40,74
COMB11	de càlculo	13	1,00	1298,12	0,92	11,44	659,33	18,84
COMB12	de càlculo	13	1,00	1309,73	1,75	7,81	679,40	-88,47

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1382,70 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 1,69 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 709,74 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1382,70 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = 130,18 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = 846,79 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	51,3 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	51,3 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	9,9 (cm)
total	etot:	9,4 (cm)	61,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta
-------	------	-------	-------	-----------------

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 10,65 (kN*m)

M1 = 1,69 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = 1,69 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 0,1 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 35,4 (cm)

is = 17,7 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 6,9 (cm)

etot = ee + ea = 9,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	Columna esbelta
10,51	7,36	50,97	35,00	

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 709,74 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -98,18 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 709,74 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 51,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 51,3 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 9,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 61,2 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 3,14 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 ϕ 25,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 ϕ 8,0 l = 1,76 (m)

35 ϕ 8,0 l = 1,30 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)

- Acero B 500 S

- Peso total= 725,12 (kG)
- Densidad = 275,97 (kG/m³)
- Diámetro medio = 17,5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 14 PILAR 14**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna14**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	14	1,00	2491,19	-1,42	60,68	-357,42	7,13
COMB2	de cálculo	14	1,00	2491,19	-2,21	-37,90	-357,38	7,51
COMB3	de cálculo	14	1,00	2491,42	-1,67	12,24	-377,11	48,77

COMB4	de cálculo	14	1,00	2490,52	-2,02	10,50	-337,24	-34,04
COMB5	de cálculo	14	1,00	2339,68	-1,12	90,75	-336,90	7,03
COMB6	de cálculo	14	1,00	2339,67	-2,45	-73,53	-336,83	7,67
COMB7	de cálculo	14	1,00	2340,07	-1,54	10,03	-369,72	76,44
COMB8	de cálculo	14	1,00	2338,57	-2,13	7,14	-303,27	-61,58
COMB9	de cálculo	14	1,00	2351,38	-1,41	57,88	-342,80	6,71
COMB10	de cálculo	14	1,00	2351,38	-2,21	-40,69	-342,76	7,10
COMB11	de cálculo	14	1,00	2351,61	-1,66	9,44	-362,49	48,36
COMB12	de cálculo	14	1,00	2350,72	-2,01	7,71	-322,63	-34,45

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2491,42 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -1,67 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -377,11 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2491,42 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = -234,56 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = -603,44 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-0,1 (cm)	-15,1 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	-6,9 (cm)	-9,1 (cm)
total	etot:	-9,4 (cm)	-24,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:**2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.1.2 Análisis de pandeo**

$$M_2 = 12,24 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -1,67 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -1,67 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -0,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 36,8 \text{ (cm)}$$

$$is = 18,4 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -6,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 48,77 (kN*m)

M1 = -377,11 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -377,11 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -15,1 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 36,8 (cm)

is = 18,4 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -9,1 (cm)

etot = ee + ea = -24,2 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 50,27 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 2,01 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 $\phi 20,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 $\phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)

35 $\phi 6,0$ $l = 1,27$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 473,86 (kG)
 - Densidad = 180,35 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,2 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	35	9,90
6,0	1,74	0,39	35	13,50
12,0	10,47	9,30	4	37,19
20,0	10,47	25,83	16	413,27

E.1. 15 PILAR 15**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna15**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	15	1,00	2491,08	-0,33	63,29	352,07	-7,64
COMB2	de cálculo	15	1,00	2491,08	-1,63	-37,06	352,11	-7,25
COMB3	de cálculo	15	1,00	2490,42	-1,02	12,25	331,82	33,92
COMB4	de cálculo	15	1,00	2491,30	-0,94	14,10	371,64	-48,92
COMB5	de cálculo	15	1,00	2339,62	0,09	93,96	332,68	-9,20
COMB6	de cálculo	15	1,00	2339,62	-2,07	-73,29	332,75	-8,55

COMB7	de càlculo	15	1,00	2338,52	-1,05	8,89	298,92	60,07
COMB8	de càlculo	15	1,00	2340,00	-0,92	11,97	365,29	-77,99
COMB9	de càlculo	15	1,00	2351,32	-0,34	60,55	338,50	-8,62
COMB10	de càlculo	15	1,00	2351,32	-1,63	-39,81	338,54	-8,23
COMB11	de càlculo	15	1,00	2350,66	-1,02	9,51	318,24	32,95
COMB12	de càlculo	15	1,00	2351,54	-0,94	11,35	358,06	-49,89

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2491,30 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -0,94 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 371,64 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2491,30 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -234,55 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 597,60 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,0 (cm)	14,9 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	14,9 (cm)
II orden	ea:	-6,9 (cm)	9,1 (cm)
total	etot:	-9,4 (cm)	24,0 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta
-------	------	-------	-------	-----------------

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 14,10 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -0,94 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = -0,94 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; emin) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 36,8 \text{ (cm)}$$

$$is = 18,4 \text{ (cm)}$$

$$ic = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = -6,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = ee + ea = -9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta
-------	------	-------	-------	-----------------

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 371,64 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -48,92 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = 371,64 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = 14,9 \text{ (cm)}$$

$$emin = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 14,9 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 36,8 \text{ (cm)}$$

$$is = 18,4 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = 9,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = ee + ea = 24,0 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 50,27 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 2,01 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 ϕ 20,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	35 ϕ 6,0	l = 1,74 (m)
	35 ϕ 6,0	l = 1,27 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 473,86 (kG)
 - Densidad = 180,35 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,2 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	35	9,90
6,0	1,74	0,39	35	13,50
12,0	10,47	9,30	4	37,19
20,0	10,47	25,83	16	413,27

E.1. 16 PILAR 16**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna16**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	16	1,00	1377,61	1,05	62,85	-701,76	50,77
COMB2	de cálculo	16	1,00	1377,62	1,99	-34,25	-701,71	51,15
COMB3	de cálculo	16	1,00	1383,64	1,83	12,03	-712,89	98,53

COMB4	de cálculo	16	1,00	1372,05	1,27	16,81	-692,89	-8,85
COMB5	de cálculo	16	1,00	1296,54	0,65	92,46	-662,58	40,28
COMB6	de cálculo	16	1,00	1296,57	2,22	-69,38	-662,49	40,92
COMB7	de cálculo	16	1,00	1306,60	1,94	7,75	-681,13	119,88
COMB8	de cálculo	16	1,00	1287,28	1,01	15,72	-647,79	-59,08
COMB9	de cálculo	16	1,00	1304,35	0,99	60,17	-670,75	39,78
COMB10	de cálculo	16	1,00	1304,37	1,92	-36,93	-670,69	40,16
COMB11	de cálculo	16	1,00	1310,39	1,76	9,35	-681,88	87,54
COMB12	de cálculo	16	1,00	1298,79	1,20	14,13	-661,88	-19,84

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1383,64 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 1,83 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -712,89 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1383,64 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = 131,49 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = -850,05 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	-51,5 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)

inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	7,0 (cm)	-9,9 (cm)
total	etot:	9,5 (cm)	-61,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 12,03 (kN*m)

M1 = 1,83 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = 1,83 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 0,1 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

$$ea = \text{Método aproximativo} \left(\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \right) \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,12$

d-d' = 35,4 (cm)

is = 16,7 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 7,0 (cm)

etot = ee + ea = 9,5 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 98,53 (kN*m)

M1 = -712,89 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -712,89 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -51,5 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 35,4 (cm)

is = 17,9 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -9,9 (cm)

$$e_{tot} = e_e + e_a = -61,4 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $A_{sr} = 88,36 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 3,53 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 18 $\phi 25,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos $35 \phi 8,0$ $l = 1,76$ (m)
 $35 \phi 8,0$ $l = 1,33$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)

- Acero B 500 S

- Peso total= 787,71 (kG)
- Densidad = 299,79 (kG/m³)
- Diámetro medio = 18,4 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,33	0,53	35	18,39
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	2	18,60
25,0	10,47	40,36	18	726,45

E.1. 17 PILAR 17**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna17**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	17	1,00	1343,68	0,56	65,92	687,26	-34,42
COMB2	de cálculo	17	1,00	1343,49	1,68	-28,10	686,70	-33,99
COMB3	de cálculo	17	1,00	1337,13	0,46	20,14	674,74	25,67
COMB4	de cálculo	17	1,00	1350,45	1,77	17,78	701,37	-81,80
COMB5	de cálculo	17	1,00	1265,95	0,23	94,37	651,69	-26,15
COMB6	de cálculo	17	1,00	1265,64	2,10	-62,34	650,75	-25,42

COMB7	de càlculo	17	1,00	1255,04	0,06	18,07	630,82	74,00
COMB8	de càlculo	17	1,00	1277,23	2,25	14,13	675,20	-105,10
COMB9	de càlculo	17	1,00	1273,43	0,60	63,06	659,06	-25,40
COMB10	de càlculo	17	1,00	1273,25	1,73	-30,96	658,50	-24,97
COMB11	de càlculo	17	1,00	1266,89	0,50	17,28	646,54	34,68
COMB12	de càlculo	17	1,00	1280,20	1,82	14,92	673,17	-72,78

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1350,45 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 1,77 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 701,37 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1350,45 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 127,14 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 835,29 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	51,9 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	51,9 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	9,9 (cm)
total	etot:	9,4 (cm)	61,9 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta
-------	------	-------	-------	-----------------

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 17,78 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 1,77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 1,77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 0,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 6,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	Columna esbelta
10,51	7,36	50,97	35,00	

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 701,37 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -81,80 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 701,37 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 51,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 51,9 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 9,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 61,9 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 3,14 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 16 ϕ 25,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 35 ϕ 8,0 l = 1,76 (m)

35 ϕ 8,0 l = 1,30 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 725,12 (kG)
- Densidad = 275,97 (kG/m3)
- Diámetro medio = 17,5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 18 PILAR 18**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna18**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	18	1,00	2506,60	1,43	71,41	- 189,65	-0,84
COMB2	de cálculo	18	1,00	2506,64	0,69	-27,20	- 190,51	-0,35
COMB3	de cálculo	18	1,00	2507,01	1,46	23,24	- 214,67	41,03

COMB4	de càlculo	18	1,00	2505,80	0,62	21,07	- 165,05	-42,08
COMB5	de càlculo	18	1,00	2356,30	1,73	101,48	- 177,84	-0,37
COMB6	de càlculo	18	1,00	2356,37	0,48	-62,86	- 179,27	0,44
COMB7	de càlculo	18	1,00	2356,98	1,77	21,21	- 219,53	69,40
COMB8	de càlculo	18	1,00	2354,97	0,37	17,58	- 136,84	-69,11
COMB9	de càlculo	18	1,00	2370,69	1,46	68,63	- 181,78	-0,48
COMB10	de càlculo	18	1,00	2370,73	0,71	-29,98	- 182,64	0,01
COMB11	de càlculo	18	1,00	2371,10	1,48	20,46	- 206,80	41,39
COMB12	de càlculo	18	1,00	2369,89	0,64	18,29	- 157,18	-41,72

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2507,01 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 1,46 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -214,67 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2507,01 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 236,03 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -426,77 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,1 (cm)	-8,6 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)

II orden	ea:	6,9 (cm)	-8,5 (cm)
total	etot:	9,4 (cm)	-17,0 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 23,24 (kN*m)

M1 = 1,46 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = 1,46 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 0,1 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 38,1 (cm)

is = 19,0 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 6,9 (cm)

etot = ee + ea = 9,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:**2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez**

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
10,51	7,36	50,97	35,00

Columna esbelta

 $\lambda < 100$ Método aproximativo**2.5.1.2.2 Análisis de pandeo**

M2 = 41,03 (kN*m)

M1 = -214,67 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

Msd = -214,67 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = -8,6 (cm)

emin = 0,0 (cm)

ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

 $\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

d-d' = 38,1 (cm)

is = 19,0 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

 $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

 $\varepsilon = 0,00$

Ncp/Ntot = 100,00%

ea = -8,5 (cm)

etot = ee + ea = -17,0 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $Asr = 24,13 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 0,97 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 12 $\phi 16,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos $44 \phi 6,0$ $l = 1,74$ (m)
 $44 \phi 6,0$ $l = 1,27$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 264,98 (kG)
 - Densidad = 100,85 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	44	12,44
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	4	37,19
16,0	10,47	16,53	12	198,37

E.1. 19 PILAR 19**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna19**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	19	1,00	2644,68	-4,34	63,11	187,61	-23,34
COMB2	de cálculo	19	1,00	2644,65	-5,66	-37,34	186,76	-22,85
COMB3	de cálculo	19	1,00	2643,86	-5,23	12,06	162,16	18,57
COMB4	de cálculo	19	1,00	2645,03	-4,77	13,94	211,45	-64,81
COMB5	de cálculo	19	1,00	2483,55	-3,88	93,82	177,02	-24,57
COMB6	de cálculo	19	1,00	2483,49	-6,08	-73,59	175,60	-23,76

COMB7	de càlculo	19	1,00	2482,17	-5,35	8,73	134,59	45,29
COMB8	de càlculo	19	1,00	2484,12	-4,60	11,86	216,75	-93,69
COMB9	de càlculo	19	1,00	2497,91	-4,32	60,40	180,26	-24,08
COMB10	de càlculo	19	1,00	2497,87	-5,64	-40,05	179,41	-23,59
COMB11	de càlculo	19	1,00	2497,08	-5,20	9,35	154,81	17,84
COMB12	de càlculo	19	1,00	2498,25	-4,75	11,22	204,10	-65,55

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB4 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 2645,03 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -4,77 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 211,45 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 2645,03 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = -249,02 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = 433,01 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-0,2 (cm)	8,0 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	8,0 (cm)
II orden	ea:	-6,9 (cm)	8,4 (cm)
total	etot:	-9,4 (cm)	16,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 13,94 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -4,77 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = -4,77 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = -0,2 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 38,1 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,0 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = -6,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = ee + ea = -9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 211,45 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -64,81 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = 211,45 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = 8,0 \text{ (cm)}$$

$$emin = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 8,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 38,1 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,0 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = 8,4 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = ee + ea = 16,4 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 24,13 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 0,97 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 12 ϕ 16,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 ϕ 6,0 l = 1,74 (m)

44 ϕ 6,0 l = 1,27 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 264,98 (kG)
 - Densidad = 100,85 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,27	0,28	44	12,44
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	4	37,19
16,0	10,47	16,53	12	198,37

E.1. 20 PILAR 20**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna20**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	20	1,00	1370,65	2,35	66,66	- 697,52	44,60
COMB2	de cálculo	20	1,00	1370,83	3,30	-30,50	- 698,09	45,06
COMB3	de cálculo	20	1,00	1377,62	3,31	16,46	- 712,18	92,56

COMB4	de càlculo	20	1,00	1364,33	2,38	19,99	- 685,77	-15,07
COMB5	de càlculo	20	1,00	1290,26	1,92	96,22	- 659,64	33,86
COMB6	de càlculo	20	1,00	1290,57	3,50	-65,71	- 660,59	34,61
COMB7	de càlculo	20	1,00	1301,88	3,52	12,57	- 684,07	113,78
COMB8	de càlculo	20	1,00	1279,74	1,98	18,44	- 640,06	-65,60
COMB9	de càlculo	20	1,00	1297,90	2,26	63,95	- 667,48	33,46
COMB10	de càlculo	20	1,00	1298,08	3,21	-33,22	- 668,05	33,91
COMB11	de càlculo	20	1,00	1304,86	3,22	13,75	- 682,14	81,41
COMB12	de càlculo	20	1,00	1291,58	2,29	17,28	- 655,73	-26,21

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1377,62 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 3,31 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{sdz} = -712,18 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 1377,62 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 129,70 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$N^*e_{toty} = -848,76 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Excentricidad:		e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
estático	e_e :	0,2 (cm)	-51,7 (cm)
mínimo	e_{min} :	2,5 (cm)	0,0 (cm)

inicial	ee:	2,5 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	6,9 (cm)	-9,9 (cm)
total	etot:	9,4 (cm)	-61,6 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 16,46 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = 3,31 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$Msd = 3,31 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = 0,2 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$is = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$ea = 6,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 9,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$$\lambda < 100 \quad \text{Método aproximativo}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 92,56 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -712,18 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -712,18 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -51,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 0,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$d-d' = 35,4 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 17,7 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -9,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -61,6 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $A_{sr} = 78,54 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 3,14 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 16 $\phi 25,0$ $l = 10,47$ (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 10,47$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos $35 \phi 8,0$ $l = 1,76$ (m)
 $35 \phi 8,0$ $l = 1,30$ (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)

- Acero B 500 S

- Peso total= 725,12 (kG)
- Densidad = 275,97 (kG/m³)
- Diámetro medio = 17,5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
8,0	1,30	0,51	35	17,92
8,0	1,76	0,69	35	24,27
12,0	10,47	9,30	4	37,19
25,0	10,47	40,36	16	645,74

E.1. 21 PILAR 21**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna21**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	21	1,00	751,35	-6,37	48,51	71,58	65,85
COMB2	de cálculo	21	1,00	750,59	-5,35	-64,23	69,03	66,52
COMB3	de cálculo	21	1,00	750,30	-6,11	-0,80	70,60	110,34
COMB4	de cálculo	21	1,00	752,29	-5,78	-8,00	71,57	28,13
COMB5	de cálculo	21	1,00	716,07	-6,07	83,76	68,18	67,45

COMB6	de càlculo	21	1,00	714,80	-4,38	- 104,14	63,93	68,58
COMB7	de càlculo	21	1,00	714,33	-5,65	1,57	66,56	141,61
COMB8	de càlculo	21	1,00	717,64	-5,09	-10,43	68,17	4,59
COMB9	de càlculo	21	1,00	719,45	-5,82	48,26	69,61	67,99
COMB10	de càlculo	21	1,00	718,69	-4,80	-64,48	67,06	68,67
COMB11	de càlculo	21	1,00	718,41	-5,57	-1,05	68,63	112,49
COMB12	de càlculo	21	1,00	720,40	-5,23	-8,25	69,60	30,28

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (C)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 716,07 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 46,71 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -133,49 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

sección en el medio del pilar

$$N = 716,07 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 107,98 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -199,91 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	6,5 (cm)	-18,6 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	6,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	8,6 (cm)	-9,3 (cm)
total	etot:	15,1 (cm)	-27,9 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 83,76 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -6,07 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{mid} = 46,71 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 46,71 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 6,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 6,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,50$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$is = 15,9 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 8,6 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 15,1 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 68,18 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 67,45 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{mid} = -133,49 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -133,49 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -18,6 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,5 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -9,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -27,9 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$$

E.1. 22 PILAR 22**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna22**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	22	1,00	1423,52	6,40	77,24	-13,31	19,28
COMB2	de cálculo	22	1,00	1424,29	5,31	-54,20	-12,64	19,19
COMB3	de cálculo	22	1,00	1423,22	6,29	20,10	-13,99	53,41
COMB4	de cálculo	22	1,00	1424,01	5,66	15,91	-10,73	-15,20
COMB5	de cálculo	22	1,00	1347,26	6,07	113,68	-12,71	20,10
COMB6	de cálculo	22	1,00	1348,53	4,24	-	-11,59	19,96

						105,38		
COMB7	de càlculo	22	1,00	1346,75	5,89	18,45	-13,84	76,99
COMB8	de càlculo	22	1,00	1348,08	4,83	11,47	-8,40	-37,36
COMB9	de càlculo	22	1,00	1356,10	5,82	74,16	-12,59	19,90
COMB10	de càlculo	22	1,00	1356,86	4,72	-57,27	-11,92	19,82
COMB11	de càlculo	22	1,00	1355,79	5,71	17,02	-13,27	54,03
COMB12	de càlculo	22	1,00	1356,59	5,08	12,83	-10,00	-14,57

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1347,26 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 113,68 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 20,10 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 1347,26 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 227,42 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 131,88 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	8,4 (cm)	1,5 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	8,4 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	8,4 (cm)	7,3 (cm)
total	etot:	16,9 (cm)	9,8 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta
-------	------	-------	-------	-----------------

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$M_2 = 113,68$ (kN*m)

$M_1 = 6,07$ (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$M_{sd} = 113,68$ (kN*m)

$ee = M_{sd}/N_{sd} = 8,4$ (cm)

$e_{min} = 2,5$ (cm)

$ee = \max(ee; e_{min}) = 8,4$ (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$l_0 = 7,36$ (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

$d-d' = 39,1$ (cm)

$is = 19,5$ (cm)

$i_c = 14,4$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

$f_{yd} = 434,78$ (MPa)

$E_s = 200000,00$ (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$

$ea = 8,4$ (cm)

$e_{tot} = ee + ea = 16,9$ (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta
-------	------	-------	-------	-----------------

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 20,10 (kN*m)

M1 = -12,71 (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

Msd = 20,10 (kN*m)

ee = Msd/Nsd = 1,5 (cm)

emin = 2,5 (cm)

ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

lo = 7,36 (m)

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,51$

d-d' = 39,1 (cm)

is = 15,9 (cm)

ic = 14,4 (cm)

h = 50,0 (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

f_{yd} = 434,78 (MPa)

E_s = 200000,00 (MPa)

$\varepsilon = 0,00$

N_{cp}/N_{tot} = 100,00%

ea = 7,3 (cm)

etot = ee + ea = 9,8 (cm)

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

Asr = 12,06 (cm²)

Densidad del armado:

$\rho = 0,48 \%$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 6 ϕ 16,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 44 ϕ 6,0 l = 1,74 (m)

 44 ϕ 6,0 l = 1,28 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 147,24 (kG)
 - Densidad = 56,04 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,29	44	12,54
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 23 PILAR 23**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna23**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	23	1,00	1570,25	5,82	76,89	12,21	-36,37
COMB2	de cálculo	23	1,00	1570,55	5,39	-54,39	10,41	-35,66
COMB3	de cálculo	23	1,00	1570,18	5,64	16,54	8,21	-0,59
COMB4	de cálculo	23	1,00	1570,01	5,56	18,48	13,83	-71,22
COMB5	de cálculo	23	1,00	1482,50	5,48	113,93	11,19	-37,35

COMB6	de càlculo	23	1,00	1483,00	4,75	- 104,88	8,19	-36,17
COMB7	de càlculo	23	1,00	1482,38	5,17	13,34	4,52	22,29
COMB8	de càlculo	23	1,00	1482,11	5,03	16,57	13,88	-95,43
COMB9	de càlculo	23	1,00	1491,17	5,35	74,29	10,94	-36,93
COMB10	de càlculo	23	1,00	1491,47	4,91	-57,00	9,14	-36,22
COMB11	de càlculo	23	1,00	1491,10	5,17	13,94	6,94	-1,15
COMB12	de càlculo	23	1,00	1490,93	5,08	15,87	12,56	-71,77

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1482,50 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 113,93 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -37,35 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 1482,50 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 237,39 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -145,55 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	7,7 (cm)	-2,5 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	7,7 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	8,3 (cm)	-7,3 (cm)
total	etot:	16,0 (cm)	-9,8 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 113,93 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 5,48 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 113,93 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 7,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 7,7 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$d-d' = 39,1 \text{ (cm)}$$

$$is = 19,5 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 8,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 16,0 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 11,19 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -37,35 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -37,35 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,5 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,51$$

$$d-d' = 39,1 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 15,9 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = -7,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = -9,8 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 0,48 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 6 ϕ 16,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	44 ϕ 6,0	l = 1,74 (m)
	44 ϕ 6,0	l = 1,28 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 147,24 (kG)
 - Densidad = 56,04 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,29	44	12,54
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 24 PILAR 24**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna24**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,51 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	24	1,00	776,51	-5,86	50,91	-62,18	-52,15
COMB2	de cálculo	24	1,00	776,21	-5,35	-65,40	-60,50	-52,52
COMB3	de cálculo	24	1,00	777,93	-5,82	-8,02	-62,56	-13,74
COMB4	de cálculo	24	1,00	775,31	-5,44	0,66	-61,64	-96,73
COMB5	de cálculo	24	1,00	739,13	-5,48	88,07	-58,93	-56,01
COMB6	de cálculo	24	1,00	738,64	-4,62	-	-56,14	-56,61

						105,79		
COMB7	de càlculo	24	1,00	741,50	-5,41	-10,15	-59,57	8,02
COMB8	de càlculo	24	1,00	737,13	-4,77	4,31	-58,03	-130,31
COMB9	de càlculo	24	1,00	742,62	-5,35	51,44	-60,63	-56,31
COMB10	de càlculo	24	1,00	742,32	-4,83	-64,87	-58,95	-56,68
COMB11	de càlculo	24	1,00	744,04	-5,31	-7,49	-61,01	-17,90
COMB12	de càlculo	24	1,00	741,42	-4,92	1,19	-60,09	-100,89

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (C)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 739,13 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 46,55 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 138,46 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

sección en el medio del pilar

$$N = 739,13 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 109,45 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 207,05 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	6,3 (cm)	18,7 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	6,3 (cm)	18,7 (cm)
II orden	ea:	8,5 (cm)	9,3 (cm)
total	etot:	14,8 (cm)	28,0 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 88,07 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -5,48 \text{ (kN*m)} \quad M_{mid} = 46,55 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 46,55 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 6,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 6,3 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,50$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 15,9 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 8,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 14,8 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
10,51	7,36	50,97	35,00	Columna esbelta

$\lambda < 100$ Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = -56,01 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -58,93 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{mid} = 138,46 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 138,46 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 18,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 18,7 \text{ (cm)}$$

ea - Método aproximativo

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

$$l_0 = 7,36 \text{ (m)}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$d-d' = 39,0 \text{ (cm)}$$

$$i_s = 19,5 \text{ (cm)}$$

$$i_c = 14,4 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon = 0,00$$

$$N_{cp}/N_{tot} = 100,00\%$$

$$e_a = 9,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a = 28,0 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real

$$A_{sr} = 12,06 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densidad del armado:

$$\rho = 0,48 \%$$

2.6 Armadura:**Barras principales (B 500 S):**

- 6 ϕ 16,0 l = 10,47 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 ϕ 12,0 l = 10,47 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	44 ϕ 6,0	l = 1,74 (m)
	44 ϕ 6,0	l = 1,28 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,63 (m3)
- Superficie de encofrado = 21,02 (m2)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 147,30 (kG)
 - Densidad = 56,06 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 9,5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	1,28	0,29	44	12,54
6,0	1,74	0,39	44	16,97
12,0	10,47	9,30	2	18,60
16,0	10,47	16,53	6	99,18

E.1. 25 PILAR 25**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna25**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	25	1,00	395,81	-2,81	21,94	25,01	-13,65
COMB2	de cálculo	25	1,00	396,77	-1,45	-21,78	25,60	-14,37
COMB3	de cálculo	25	1,00	375,65	-0,70	2,51	14,16	1,39
COMB4	de cálculo	25	1,00	417,17	-2,76	-2,56	36,45	-29,61
COMB5	de cálculo	25	1,00	369,48	-4,46	35,68	22,49	-13,40
COMB6	de cálculo	25	1,00	371,07	-2,20	-37,19	23,47	-14,59

COMB7	de càlculo	25	1,00	335,88	-0,94	3,29	4,40	11,66
COMB8	de càlculo	25	1,00	405,07	-4,38	-5,15	41,56	-40,00
COMB9	de càlculo	25	1,00	369,84	-3,69	21,03	22,67	-13,69
COMB10	de càlculo	25	1,00	370,79	-2,34	-22,68	23,25	-14,41
COMB11	de càlculo	25	1,00	349,68	-1,58	1,60	11,82	1,35
COMB12	de càlculo	25	1,00	391,19	-3,64	-3,46	34,11	-29,65

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 405,07 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -4,38 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 41,56 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 405,07 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -93,83 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 138,35 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-1,1 (cm)	10,3 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	10,3 (cm)
II orden	ea:	-19,7 (cm)	21,7 (cm)
total	etot:	-23,2 (cm)	34,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = -4,38 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -5,15 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -4,38 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -1,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{l_0^2 \varepsilon_y}{2e_y} \frac{1 + \alpha \nu}{d - d' \frac{1 + \alpha \nu + 2|\nu - 0,3|}{2}}$$

$$d - d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e (d - d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

$$\beta = (d - d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,16$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,08$$

$$N_d = 405,07 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{8\phi \nu_g}{(1 - 1,4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

$$\phi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$$

$$N_{sg} = 405,07 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$1/r_{tot} = 1/r + \frac{1/r_c}{\varepsilon_y} = 10,01$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$e_a = -19,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(e_e + e_a) = -23,2 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
6,50	13,00	112,58	35,00

Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 41,56 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -40,00 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 41,56 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 10,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 10,3 \text{ (cm)}$$

$$e_a = \Psi \left(\frac{M_2 - M_1}{N_{sd}} \right) = 0,0$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'} \frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0,3|}$$

$$d - d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = 0,00217$$

$$\beta = (d - d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,35$$

$$\begin{aligned}
 v &= Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,08 \\
 Nd &= 405,07 \text{ (kN)} \\
 Ac &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e_e}{(1 - 1.4v_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 v_g &= Nsg \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11 \\
 Nsg &= 405,07 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\
 i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 ea &= 21,7 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(ee + ea) = 34,2 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	Asr = 16,08 (cm ²)
Densidad del armado:	$\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ l = 6,46 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ l = 6,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	l = 1,34 (m)
	27 $\phi 6,0$	l = 0,99 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S
 - Peso total= 118,50 (kG)
 - Densidad = 113,94 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 10,8 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 26 PILAR 26**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna26**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	26	1,00	388,55	2,81	25,62	12,33	-9,71
COMB2	de cálculo	26	1,00	388,68	2,56	-18,00	11,70	-9,81
COMB3	de cálculo	26	1,00	358,18	-0,94	0,97	2,77	4,05
COMB4	de cálculo	26	1,00	418,90	5,99	6,45	21,19	-23,53
COMB5	de cálculo	26	1,00	372,63	3,44	39,28	12,66	-9,91
COMB6	de cálculo	26	1,00	372,84	3,03	-33,42	11,62	-10,08

COMB7	de càlculo	26	1,00	322,01	-2,81	-1,80	-3,27	13,02
COMB8	de càlculo	26	1,00	423,22	8,75	7,33	27,43	-32,94
COMB9	de càlculo	26	1,00	372,59	3,22	24,67	12,41	-9,91
COMB10	de càlculo	26	1,00	372,71	2,97	-18,95	11,78	-10,02
COMB11	de càlculo	26	1,00	342,22	-0,54	0,02	2,85	3,84
COMB12	de càlculo	26	1,00	402,94	6,40	5,50	21,27	-23,73

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 423,22 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 7,33 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -32,94 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 423,22 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 98,66 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -131,56 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	1,7 (cm)	-7,8 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	19,8 (cm)	-21,3 (cm)
total	etot:	23,3 (cm)	-31,1 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$M_2 = 8,75$ (kN*m)

$M_1 = 7,33$ (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$M_{sd} = 7,33$ (kN*m)

$ee = M_{sd}/N_{sd} = 1,7$ (cm)

$e_{min} = 2,0$ (cm)

$ee = \max(ee; e_{min}) = 2,0$ (cm)

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$d-d' = 28,0$ (cm)

$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} \frac{e_y}{(d-d')^2}$$

$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$

$is = 14,0$ (cm)

$\alpha = 2,16$

$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,09$

$N_d = 423,22$ (kN)

$A_c = 0,16$ (m²)

$f_{cd} = 30,00$ (MPa)

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd}}{(1-1,4\nu_g) l_0^2}$$

$\varphi = 2,00$

$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$

$N_{sg} = 423,22$ (kN)

$E_c = 30233,59$ (MPa)

$I_c = 213333,3$ (cm⁴)

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$ic = 11,5$ (cm)

$\Psi = 1,07$

$$ea = 19,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = 23,3 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 27,43 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -32,94 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -32,94 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -7,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 0,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'} \frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0,3|}$$

$$d - d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = 0,117$$

$$\alpha = \frac{e_e + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

$$\beta = (d - d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,99$$

$$v = Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$Nd = 423,22 \text{ (kN)}$$

$$Ac = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd}}{(1 - 1,4v_g) l_0^2} \frac{e_e}{e}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$v_g = Nsg \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$$

$$Nsg = 423,22 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$$ic = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = -21,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = -31,1 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 27 PILAR 27**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna27**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	27	1,00	344,45	-2,81	19,15	1,40	-12,27
COMB2	de cálculo	27	1,00	344,33	-2,56	-23,96	1,99	-12,34
COMB3	de cálculo	27	1,00	374,82	0,94	0,21	-6,02	1,50
COMB4	de cálculo	27	1,00	314,10	-5,99	-4,96	9,26	-26,05
COMB5	de cálculo	27	1,00	327,01	-3,44	32,19	1,64	-12,54
COMB6	de cálculo	27	1,00	326,80	-3,03	-39,65	2,62	-12,67

COMB7	de càlculo	27	1,00	377,63	2,81	0,63	-10,72	10,39
COMB8	de càlculo	27	1,00	276,42	-8,75	-7,98	14,75	-35,52
COMB9	de càlculo	27	1,00	327,05	-3,22	17,85	1,77	-12,53
COMB10	de càlculo	27	1,00	326,92	-2,97	-25,25	2,36	-12,61
COMB11	de càlculo	27	1,00	357,42	0,54	-1,08	-5,65	1,23
COMB12	de càlculo	27	1,00	296,69	-6,40	-6,25	9,64	-26,32

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB6 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 326,80 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -39,65 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -12,67 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 326,80 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -116,02 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -81,51 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-12,1 (cm)	-3,9 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea:	-21,0 (cm)	-19,4 (cm)
total	etot:	-35,5 (cm)	-24,9 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta
------	-------	--------	-------	-----------------

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = -3,03 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -39,65 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -39,65 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -12,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{E_s \cdot (d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$i_s = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,61$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,07$$

$$N_d = 326,80 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g \cdot e}{(1-1,4\nu_g) l_0^2}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,09$$

$$N_{sg} = 326,80 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$e_a = -21,0 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(e_e + e_a) = -35,5 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 2,62 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -12,67 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -12,67 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -3,9 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,43$$

$$\begin{aligned} v &= Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,07 \\ Nd &= 326,80 \text{ (kN)} \\ Ac &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\ f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\ \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e_e}{(1 - 1.4v_g) l_0^2} \\ \phi &= 2,00 \\ v_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,09 \\ N_{sg} &= 326,80 \text{ (kN)} \\ E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\ I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \Psi &= 1,07 \\ \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\ i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\ \Psi &= 1,07 \\ ea &= -19,4 \text{ (cm)} \\ e_{tot} &= \Psi(ee + ea) = -24,9 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)

- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 28 PILAR 28**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna28**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	28	1,00	378,56	2,81	24,67	-0,67	-18,23
COMB2	de cálculo	28	1,00	377,61	1,45	-18,36	-0,57	-18,99
COMB3	de cálculo	28	1,00	398,72	0,70	0,51	-12,53	-3,20
COMB4	de cálculo	28	1,00	357,21	2,76	5,87	11,35	-34,23
COMB5	de cálculo	28	1,00	349,98	4,46	37,86	1,85	-17,79
COMB6	de cálculo	28	1,00	348,40	2,20	-33,87	2,02	-19,05

COMB7	de càlculo	28	1,00	383,59	0,94	-2,41	-17,93	7,26
COMB8	de càlculo	28	1,00	314,40	4,38	6,52	21,87	-44,46
COMB9	de càlculo	28	1,00	349,62	3,69	23,54	1,88	-18,10
COMB10	de càlculo	28	1,00	348,67	2,34	-19,50	1,98	-18,85
COMB11	de càlculo	28	1,00	369,78	1,58	-0,62	-9,99	-3,07
COMB12	de càlculo	28	1,00	328,27	3,64	4,73	13,89	-34,10

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 349,98 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 37,86 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -17,79 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 349,98 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 119,47 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -93,51 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	10,8 (cm)	-5,1 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	10,8 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea:	21,1 (cm)	-19,9 (cm)
total	etot:	34,1 (cm)	-26,7 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 37,86 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 4,46 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 37,86 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 10,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 10,8 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot e_e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{E_s \cdot (d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$i_s = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,43$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,07$$

$$N_d = 349,98 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd}}{(1-1,4\nu_g) l_0^2} \frac{e_e}{r}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,09$$

$$N_{sg} = 349,98 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Psi = 1,07 \frac{\beta 10^{-6}}{1 + \frac{1}{r_f} \frac{e_e}{r}}$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = 21,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = 34,1 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
6,50	13,00	112,58	35,00

Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 1,85 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -17,79 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -17,79 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -5,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,61$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,07$$

$$\begin{aligned}
 N_d &= 349,98 \text{ (kN)} \\
 A_c &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e}{(1 - 1.4\nu_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 \nu_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10 E_c \cdot I_c) = 0,09 \\
 N_{sg} &= 349,98 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\
 i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= -19,9 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = -26,7 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	Asr = 16,08 (cm ²)
Densidad del armado:	ρ = 1,01 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 φ16,0 l = 6,46 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 φ12,0 l = 6,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 φ6,0	l = 1,34 (m)
	27 φ6,0	l = 0,99 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)

- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 29 PILAR 29**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna29**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	29	1,00	375,90	3,76	24,27	-0,97	20,22
COMB2	de cálculo	29	1,00	375,84	1,50	-18,09	-0,44	20,31
COMB3	de cálculo	29	1,00	355,08	3,62	5,61	-12,68	35,82
COMB4	de cálculo	29	1,00	396,50	0,92	0,59	11,24	4,87
COMB5	de cálculo	29	1,00	347,31	5,61	37,15	-3,52	19,80
COMB6	de cálculo	29	1,00	347,21	1,85	-33,44	-2,64	19,95

COMB7	de càlculo	29	1,00	312,61	5,37	6,04	-23,03	45,80
COMB8	de càlculo	29	1,00	381,63	0,88	-2,31	16,83	-5,78
COMB9	de càlculo	29	1,00	347,27	4,58	23,04	-3,33	19,86
COMB10	de càlculo	29	1,00	347,21	2,32	-19,32	-2,80	19,95
COMB11	de càlculo	29	1,00	326,45	4,43	4,37	-15,03	35,46
COMB12	de càlculo	29	1,00	367,87	1,74	-0,64	8,89	4,51

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB5 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 347,31 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 37,15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 19,80 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 347,31 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 117,90 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 95,48 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	10,7 (cm)	5,7 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	10,7 (cm)	5,7 (cm)
II orden	ea:	21,0 (cm)	20,0 (cm)
total	etot:	33,9 (cm)	27,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 37,15 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 5,61 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 37,15 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 10,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 10,7 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$i_s = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,41$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,07$$

$$N_d = 347,31 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd} \nu_g}{(1-1,4\nu_g) l_0^2} \frac{e_e}{r}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,09$$

$$N_{sg} = 347,31 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Psi = 1,07 \frac{\beta 10^{-6}}{1 + \frac{1}{r_f} \frac{1}{r}} = 1,07$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = 21,0 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = 33,9 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 19,80 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -3,52 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 19,80 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = 5,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 5,7 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = 0,00217$$

$$\alpha = \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,69$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,07$$

$$\begin{aligned}
 N_d &= 347,31 \text{ (kN)} \\
 A_c &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e}{(1 - 1.4\nu_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 \nu_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10 E_c \cdot I_c) = 0,09 \\
 N_{sg} &= 347,31 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_c} = 0,01 \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= 20,0 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = 27,5 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	$A_{sr} = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
Densidad del armado:	$\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S
 - Peso total= 118,50 (kG)
 - Densidad = 113,94 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 10,8 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 30 PILAR 30**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna30**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	30	1,00	340,82	-3,39	18,10	-2,39	13,88
COMB2	de cálculo	30	1,00	341,93	-2,75	-24,11	-2,56	13,42
COMB3	de cálculo	30	1,00	310,98	-6,52	-5,76	-10,11	27,44
COMB4	de cálculo	30	1,00	371,95	0,67	-0,23	5,31	-0,21
COMB5	de cálculo	30	1,00	323,60	-4,03	30,86	-2,59	14,05
COMB6	de cálculo	30	1,00	325,45	-2,96	-39,48	-2,88	13,28

COMB7	de càlculo	30	1,00	273,87	-9,25	-8,90	-15,47	36,64
COMB8	de càlculo	30	1,00	375,49	2,75	0,32	10,23	-9,43
COMB9	de càlculo	30	1,00	324,07	-3,68	16,81	-2,59	13,85
COMB10	de càlculo	30	1,00	325,18	-3,04	-25,40	-2,76	13,39
COMB11	de càlculo	30	1,00	294,23	-6,82	-7,05	-10,32	27,41
COMB12	de càlculo	30	1,00	355,20	0,38	-1,52	5,10	-0,24

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB6 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 325,45 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -39,48 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 13,28 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 325,45 \text{ (kN)}$$

$$N^*etotz = -115,46 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*etoty = 81,99 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-12,1 (cm)	4,1 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	4,1 (cm)
II orden	ea:	-21,0 (cm)	19,4 (cm)
total	etot:	-35,5 (cm)	25,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta
------	-------	--------	-------	-----------------

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = -2,96 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -39,48 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -39,48 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -12,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{E_s \cdot (d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$i_s = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,61$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,07$$

$$N_d = 325,45 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g \frac{e}{l_0^2}}{(1-1,4\nu_g) l_0^2}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,09$$

$$N_{sg} = 325,45 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$e_a = -21,0 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(e_e + e_a) = -35,5 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 13,28 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -2,88 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 13,28 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 4,1 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 4,1 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,46$$

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)

- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 31 PILAR 31**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna31**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	31	1,00	392,18	3,39	25,67	-13,44	11,32
COMB2	de cálculo	31	1,00	391,07	2,75	-17,67	-12,43	10,90
COMB3	de cálculo	31	1,00	422,02	6,52	6,56	-22,16	24,91
COMB4	de cálculo	31	1,00	361,05	-0,67	1,21	-3,64	-2,76
COMB5	de cálculo	31	1,00	376,04	4,03	39,17	-13,71	11,40

COMB6	de càlculo	31	1,00	374,18	2,96	-33,07	-12,01	10,70
COMB7	de càlculo	31	1,00	425,77	9,25	7,32	-28,23	34,06
COMB8	de càlculo	31	1,00	324,15	-2,75	-1,61	2,64	-12,05
COMB9	de càlculo	31	1,00	375,57	3,68	24,64	-13,32	11,23
COMB10	de càlculo	31	1,00	374,46	3,04	-18,70	-12,31	10,81
COMB11	de càlculo	31	1,00	405,41	6,82	5,53	-22,03	24,82
COMB12	de càlculo	31	1,00	344,43	-0,38	0,17	-3,52	-2,85

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 425,77 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 7,32 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 34,06 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 425,77 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 99,35 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 133,71 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	1,7 (cm)	8,0 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	8,0 (cm)
II orden	ea:	19,8 (cm)	21,4 (cm)
total	etot:	23,3 (cm)	31,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta
------	-------	--------	-------	-----------------

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 9,25 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = 7,32 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 7,32 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 1,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{E_s \cdot (d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$i_s = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,16$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$N_d = 425,77 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g \cdot e}{(1-1,4\nu_g) l_0^2}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$$

$$N_{sg} = 425,77 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = 19,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = 23,3 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
6,50	13,00	112,58	35,00

Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 34,06 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -28,23 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 34,06 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = 8,0 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 8,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,02$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$\begin{aligned}
 N_d &= 425,77 \text{ (kN)} \\
 A_c &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e}{(1 - 1.4v_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 v_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11 \\
 N_{sg} &= 425,77 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \Psi &\neq 0,002 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_{y_c} r} \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 1,01 \\
 i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= 21,4 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = 31,4 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	$As_r = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
Densidad del armado:	$\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S
 - Peso total= 118,50 (kG)
 - Densidad = 113,94 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 10,8 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 32 PILAR 32**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna32**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	32	1,00	398,47	-3,76	21,36	-26,57	15,65
COMB2	de cálculo	32	1,00	398,53	-1,50	-21,88	-26,52	15,68
COMB3	de cálculo	32	1,00	419,29	-3,62	-2,98	-37,71	31,21
COMB4	de cálculo	32	1,00	377,88	-0,92	2,22	-15,36	0,28
COMB5	de cálculo	32	1,00	372,15	-5,61	34,96	-24,10	15,43
COMB6	de cálculo	32	1,00	372,26	-1,85	-37,10	-24,02	15,48

COMB7	de càlculo	32	1,00	406,86	-5,37	-5,60	-42,67	41,35
COMB8	de càlculo	32	1,00	337,83	-0,88	3,07	-5,41	-10,19
COMB9	de càlculo	32	1,00	372,19	-4,58	20,47	-24,05	15,47
COMB10	de càlculo	32	1,00	372,25	-2,32	-22,77	-24,01	15,50
COMB11	de càlculo	32	1,00	393,01	-4,43	-3,87	-35,19	31,02
COMB12	de càlculo	32	1,00	351,59	-1,74	1,34	-12,84	0,10

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 406,86 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -5,37 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -42,67 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 406,86 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -94,31 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -140,29 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-1,3 (cm)	-10,5 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	-19,7 (cm)	-21,8 (cm)
total	etot:	-23,2 (cm)	-34,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta
------	-------	--------	-------	-----------------

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = -5,37 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -5,60 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -5,37 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -1,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{E_s \cdot (d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,16$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,08$$

$$N_d = 406,86 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1,4\nu_g)} \frac{e}{l_0^2}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$$

$$N_{sg} = 406,86 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$$ic = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$e_a = -19,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(e_e + e_a) = -23,2 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
6,50	13,00	112,58	35,00

Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 41,35 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -42,67 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -42,67 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -10,5 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 0,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,38$$

$$\begin{aligned}
 v &= Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,08 \\
 Nd &= 406,86 \text{ (kN)} \\
 Ac &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8 \phi v_g e_e}{(1 - 1.4 v_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 v_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10 E_c \cdot I_c) = 0,11 \\
 N_{sg} &= 406,86 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\
 i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= -21,8 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = -34,5 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)
- Especificación de las armaduras:
-

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 33 PILAR 33**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna33**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	33	1,00	375,47	18,37	24,69	4,48	-2,34
COMB2	de cálculo	33	1,00	374,24	19,06	-17,49	4,62	-1,82
COMB3	de cálculo	33	1,00	337,25	22,50	7,97	-4,83	14,92
COMB4	de cálculo	33	1,00	412,53	14,65	-0,78	14,04	-19,11
COMB5	de cálculo	33	1,00	359,56	18,42	37,71	4,36	-2,73
COMB6	de cálculo	33	1,00	357,51	19,57	-32,60	4,60	-1,87

COMB7	de càlculo	33	1,00	295,85	25,32	9,83	-11,15	26,04
COMB8	de càlculo	33	1,00	421,33	12,23	-4,75	20,29	-30,67
COMB9	de càlculo	33	1,00	359,19	18,53	23,64	4,46	-2,57
COMB10	de càlculo	33	1,00	357,96	19,22	-18,55	4,60	-2,06
COMB11	de càlculo	33	1,00	320,97	22,67	6,91	-4,86	14,69
COMB12	de càlculo	33	1,00	396,25	14,82	-1,84	14,01	-19,34

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 421,33 \text{ (kN)}$$

$$s_{dy} = -4,75 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = -30,67 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 421,33 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -98,16 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = -128,04 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-1,1 (cm)	-7,3 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
II orden	ea:	-19,8 (cm)	-21,2 (cm)
total	etot:	-23,3 (cm)	-30,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta
------	-------	--------	-------	-----------------

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 12,23 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -4,75 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$Msd = -4,75 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = -1,1 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot e_e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{E_s \cdot (d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,16$$

$$\nu = Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$Nd = 421,33 \text{ (kN)}$$

$$Ac = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\frac{1}{r_f} = \frac{f_{cd} \cdot e_e}{8\phi\nu_g (1-1,4\nu_g) l_0^2}$$

$$\phi = 2,00$$

$$\nu_g = Nsg \cdot l_0^2 / (10Ec \cdot Ic) = 0,11$$

$$Nsg = 421,33 \text{ (kN)}$$

$$Ec = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$Ic = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$1/r_{tot} = 1/r + 1/r_f = 1,01$$

$$ic = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = -19,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = -23,3 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 20,29 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -30,67 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -30,67 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -7,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 0,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,92$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$\begin{aligned}
 N_d &= 421,33 \text{ (kN)} \\
 A_c &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e}{(1 - 1.4\nu_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 \nu_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10 E_c \cdot I_c) = 0,11 \\
 N_{sg} &= 421,33 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_c} = 0,01 \\
 i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= -21,2 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = -30,4 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	Asr = 16,08 (cm ²)
Densidad del armado:	ρ = 1,01 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 φ16,0 l = 6,46 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 φ12,0 l = 6,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 φ6,0	l = 1,34 (m)
	27 φ6,0	l = 0,99 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 34 PILAR 34**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna34**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	34	1,00	375,49	-6,80	23,55	-2,03	20,69
COMB2	de cálculo	34	1,00	375,70	-9,16	-18,79	-2,49	20,49
COMB3	de cálculo	34	1,00	347,73	-9,08	0,06	-18,25	41,54
COMB4	de cálculo	34	1,00	403,16	-6,18	4,67	13,63	-0,09
COMB5	de cálculo	34	1,00	347,35	-6,93	36,65	-3,93	19,96
COMB6	de cálculo	34	1,00	347,70	-10,86	-33,91	-4,70	19,61

COMB7	de càlculo	34	1,00	301,08	-10,73	-2,50	-30,96	54,70
COMB8	de càlculo	34	1,00	393,48	-5,90	5,19	22,17	-14,69
COMB9	de càlculo	34	1,00	347,35	-7,44	22,53	-4,10	19,97
COMB10	de càlculo	34	1,00	347,56	-9,80	-19,81	-4,56	19,76
COMB11	de càlculo	34	1,00	319,59	-9,73	-0,96	-20,32	40,81
COMB12	de càlculo	34	1,00	375,02	-6,83	3,65	11,56	-0,82

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 301,08 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -2,50 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 54,70 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 301,08 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -67,22 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 128,61 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-0,8 (cm)	18,2 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	18,2 (cm)
II orden	ea:	-18,8 (cm)	21,7 (cm)
total	etot:	-22,3 (cm)	42,7 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = -2,50 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M1 = -10,73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$Msd = -2,50 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$ee = Msd/Nsd = -0,8 \text{ (cm)}$$

$$emin = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee;emin) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot e_e \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,16$$

$$\nu = Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,06$$

$$Nd = 301,08 \text{ (kN)}$$

$$Ac = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd}}{(1-1,4\nu_g) l_0^2} \frac{e_e}{r}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = Nsg \cdot l_0^2 / (10Ec \cdot I_c) = 0,08$$

$$Nsg = 301,08 \text{ (kN)}$$

$$Ec = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Psi = 1,07 \frac{\beta 10^{-6}}{e_e \cdot r}$$

$$1/r_{tot} = 1/r + 1/r_f = 0,01$$

$$ic = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = -18,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = -22,3 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 54,70 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -30,96 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 54,70 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = 18,2 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 18,2 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 4,48$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,06$$

$$\begin{aligned}
 N_d &= 301,08 \text{ (kN)} \\
 A_c &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e}{(1 - 1.4\nu_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 \nu_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10 E_c \cdot I_c) = 0,08 \\
 N_{sg} &= 301,08 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\
 i_c &= 11,5 \text{ (cm)} \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= 21,7 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = 42,7 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	Asr = 16,08 (cm ²)
Densidad del armado:	ρ = 1,01 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 φ16,0 l = 6,46 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 φ12,0 l = 6,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 φ6,0	l = 1,34 (m)
	27 φ6,0	l = 0,99 (m)

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S

- Peso total= 118,50 (kG)
- Densidad = 113,94 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,8 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 35 PILAR 35**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna35**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
- Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría :

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	35	1,00	398,89	6,80	28,46	-27,38	16,08
COMB2	de cálculo	35	1,00	398,68	9,16	-14,76	-27,36	15,93
COMB3	de cálculo	35	1,00	426,65	9,08	10,65	-42,29	36,92
COMB4	de cálculo	35	1,00	371,21	6,18	3,27	-12,50	-4,66
COMB5	de cálculo	35	1,00	372,11	6,93	41,40	-24,55	15,49
COMB6	de cálculo	35	1,00	371,76	10,86	-30,63	-24,52	15,25

COMB7	de càlculo	35	1,00	418,38	10,73	11,73	-49,41	50,22
COMB8	de càlculo	35	1,00	325,98	5,90	-0,58	0,24	-19,07
COMB9	de càlculo	35	1,00	372,12	7,44	27,07	-24,55	15,52
COMB10	de càlculo	35	1,00	371,91	9,80	-16,14	-24,53	15,37
COMB11	de càlculo	35	1,00	399,88	9,73	9,27	-39,47	36,36
COMB12	de càlculo	35	1,00	344,44	6,83	1,88	-9,67	-5,22

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (B)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 418,38 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = 11,73 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{sdz} = 50,22 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo inferior

$$N = 418,38 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = 101,89 \text{ (kN*m)}$$

$$N^*e_{toty} = 153,39 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	2,8 (cm)	12,0 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,8 (cm)	12,0 (cm)
II orden	ea:	20,0 (cm)	22,3 (cm)
total	etot:	24,4 (cm)	36,7 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 11,73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_1 = 10,73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 11,73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = 2,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,8 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha = \frac{E_s \cdot \varepsilon_y \cdot (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,28$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$N_d = 418,38 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd} \nu_g}{(1-1,4\nu_g) l_0^2} \frac{e_e}{r}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$$

$$N_{sg} = 418,38 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Psi = 1,07 \frac{\beta 10^{-6}}{e_y l_c} \frac{1}{r}$$

$$l_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = 24,4 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 50,22 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -49,41 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = 50,22 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = 12,0 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 12,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} \frac{e_e (d-d') + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 3,60$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,09$$

$$\begin{aligned}
 N_d &= 418,38 \text{ (kN)} \\
 A_c &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\
 f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\
 \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e}{(1 - 1.4v_g) l_0^2} \\
 \phi &= 2,00 \\
 v_g &= N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11 \\
 N_{sg} &= 418,38 \text{ (kN)} \\
 E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\
 I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\
 \Psi &= 1,07 \\
 e_a &= 22,3 \text{ (cm)} \\
 e_{tot} &= \Psi(e_e + e_a) = 36,7 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real	$As_r = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
Densidad del armado:	$\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S
 - Peso total= 118,50 (kG)
 - Densidad = 113,94 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 10,8 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.1. 36 PILAR 36**1 Nivel:**

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 3/2 h
- Clase del ambiente : Ila

2 Columna: Columna36**Número: 1****2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón: : HA - 45 fck = 45,00 (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S fyk = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 6,50 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,00 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
COMB1	de cálculo	36	1,00	357,53	-18,37	29,14	-8,22	-4,87
COMB2	de cálculo	36	1,00	358,76	-19,06	-14,20	-9,27	-4,39
COMB3	de cálculo	36	1,00	395,76	-22,50	4,57	-20,09	12,40
COMB4	de cálculo	36	1,00	320,47	-14,65	10,57	2,64	-21,67
COMB5	de cálculo	36	1,00	340,07	-18,42	42,36	-7,65	-5,31

COMB6	de càlculo	36	1,00	342,12	-19,57	-29,86	-9,41	-4,52
COMB7	de càlculo	36	1,00	403,79	-25,32	1,41	-27,44	23,47
COMB8	de càlculo	36	1,00	278,30	-12,23	11,42	10,44	-33,32
COMB9	de càlculo	36	1,00	340,44	-18,53	27,99	-7,97	-5,17
COMB10	de càlculo	36	1,00	341,67	-19,22	-15,34	-9,03	-4,69
COMB11	de càlculo	36	1,00	378,67	-22,67	3,42	-19,85	12,10
COMB12	de càlculo	36	1,00	303,38	-14,82	9,42	2,88	-21,97

γ_f - coeficiente de seguretat parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 403,79 \text{ (kN)}$$

$$M_{sdy} = -25,32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{sdz} = -27,44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Esfuerzos dimensionantes:

Nudo superior

$$N = 403,79 \text{ (kN)}$$

$$N^*e_{totz} = -116,46 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$N^*e_{toty} = -119,28 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-6,3 (cm)	-6,8 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea:	-20,7 (cm)	-20,8 (cm)
total	etot:	-28,8 (cm)	-29,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}
-------	--------	-----------	-----------------

6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta
------	-------	--------	-------	-----------------

$\lambda > 100$ Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M_2 = 1,41 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -25,32 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -25,32 \text{ (kN*m)}$$

$$e_e = M_{sd}/N_{sd} = -6,3 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_e = \max(e_e; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} \frac{e_e + 0,1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4i_s^2) = 1,00$$

$$i_s = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,78$$

$$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,08$$

$$N_d = 403,79 \text{ (kN)}$$

$$A_c = 0,16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{cd} = 30,00 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{r_f} = 0,01 \frac{f_{cd}}{(1-1,4\nu_g) l_0^2}$$

$$\varphi = 2,00$$

$$\nu_g = N_{sg} \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11$$

$$N_{sg} = 403,79 \text{ (kN)}$$

$$E_c = 30233,59 \text{ (MPa)}$$

$$I_c = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01$$

$$i_c = 11,5 \text{ (cm)}$$

$$\Psi = 1,07$$

$$ea = -20,7 \text{ (cm)}$$

$$e_{tot} = \Psi(ee + ea) = -28,8 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,50	13,00	112,58	35,00	Columna esbelta

$$\lambda > 100 \quad \text{Método general}$$

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 23,47 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -27,44 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada

$$M_{sd} = -27,44 \text{ (kN*m)}$$

$$ee = M_{sd}/N_{sd} = -6,8 \text{ (cm)}$$

$$e_{min} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$ee = \max(ee; e_{min}) = 2,0 \text{ (cm)}$$

ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}} \right)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}$$

$$d-d' = 28,0 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon_y = f_{yd}/E_s = 0,00$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} = 434,78 \text{ (MPa)}}{E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}} = 0,0021739$$

$$\beta = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00$$

$$is = 14,0 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = 2,85$$

$$\begin{aligned} v &= Nd/(Ac \cdot f_{cd}) = 0,08 \\ Nd &= 403,79 \text{ (kN)} \\ Ac &= 0,16 \text{ (m}^2\text{)} \\ f_{cd} &= 30,00 \text{ (MPa)} \\ \frac{1}{r_f} &= 0,01 \frac{8\phi v_g e_e}{(1 - 1.4v_g) l_0^2} \\ \phi &= 2,00 \\ v_g &= Nsg \cdot l_0^2 / (10E_c \cdot I_c) = 0,11 \\ Nsg &= 403,79 \text{ (kN)} \\ E_c &= 30233,59 \text{ (MPa)} \\ I_c &= 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \Psi &= 1,07 \\ \frac{1}{r_{tot}} &= \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01 \\ ic &= 11,5 \text{ (cm)} \\ \Psi &= 1,07 \\ ea &= -20,8 \text{ (cm)} \\ etot &= \Psi(ee + ea) = -29,5 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

2.5.2 Armadura:

Sección de acero real $As_r = 16,08 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densidad del armado: $\rho = 1,01 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 $\phi 16,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Barras de construcción (B 500 S):

- 4 $\phi 12,0$ $l = 6,46 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	27 $\phi 6,0$	$l = 1,34 \text{ (m)}$
	27 $\phi 6,0$	$l = 0,99 \text{ (m)}$

alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,04 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,40 (m2)

- Acero B 500 S
 - Peso total= 118,50 (kG)
 - Densidad = 113,94 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 10,8 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kg)	Número (piezas)	Peso total (kg)
6,0	0,99	0,22	27	5,94
6,0	1,34	0,30	27	8,02
12,0	6,46	5,74	4	22,95
16,0	6,46	10,20	8	81,60

E.2.- ANNEX DE CÀLCUL DE LES JÀSSERES PRETENSADES LR I TR

L'armadura de les jàsseres T i L pretensades s'ha calculat mitjançant el programa de càlcul Civilcad, d'on s'han extret unes annexes de càlcul que estan a l'Annex D. Per veure els detalls de l'armadura cal anar a l'apartat de plànols de detall (Document número 2. Plànols).

Per realitzar els càlculs s'ha tingut en compte diferents condicions. El formigó que s'utilitza és el HP-45, l'acer de l'armadura activa és Y1860S7 i els cordons tenen una àrea de $1,4 \text{ cm}^2$ i una resistència de tesat de 13260 kp/cm^2 , l'acer de l'armadura passiva és B-500-S.

Els dos primers annexes corresponent a les jàsseres de forjat i els dos últims, a les de coberta.

PROYECTO DE JACENA

Listado generado el día 31-12-2008 a las 09:57:23.

Nombre de la sección: lr_llosa_forjat

DATOS DE DEFINICION DE LA JACENA

=====

PLANTA

Luz entre apoyos: 10.550 m

Vuelo en inicio: 0.000 m

Vuelo en final: 0.000 m

SECCION

Sección tipo genèrica con losa.

Definición de la sección :

Punto	x (cm)	y (cm)
-------	--------	--------

1	25.00	0.00
2	25.00	5.00
3	35.00	5.00
4	35.00	35.00
5	25.00	35.00
6	25.00	65.00

Definición de la losa :

A : 8.000 cm

B : 120.000 cm

MATERIALES

Hormigón de la jacena:

Nombre : HP-45

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 3258000.00000
Resistencia característica fck(T/m²) : 4591.79980
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la jacena:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica fyk(T/m²) : 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

Acero para la armadura activa de la jacena:

Nombre : Y1860S7

Tipo : Acero para pretensar.

Módulo de Young E (T/m²) : 19387760.00000

Resistencia característica $f_{yk}(T/m^2)$: 173660.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.03500
Deformación máxima adicional a la inicial : -0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.03500

Hormigón de la losa:

Nombre : HA-25

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 2782040.00000
Resistencia característica $f_{ck}(T/m^2)$: 2551.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la losa:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica $f_{yk}(T/m^2)$: 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

ARMADURA PASIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 15.000

Diámetro de las barras (mm): 12.0

Longitud de recorte (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:4.0

Altura de las barras en la viga (cm): 37.000

Diámetro de las barras (mm): 12.0

Longitud de recorte (m): 0.000

ARMADURA ACTIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 60.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 60.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 3

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 55.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 4

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 15.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 5

Número de barras:3.0
Altura de las barras en la viga (cm): 10.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 6

Número de barras:3.0
Altura de las barras en la viga (cm): 10.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 7

Número de barras:3.0
Altura de las barras en la viga (cm): 5.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 8

Número de barras:3.0
Altura de las barras en la viga (cm): 5.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

ARMADURA PASIVA EN LA LOSA

Numero de barras: 57

Diámetro de las barras: 10.000 mm

Altura de las barras en la losa: 5.000 cm

ACCIONES

1) Peso propio :

Densidad del hormigón(T/m³): 2.500

2) Carga permanente repartida :

Carga repartida permanente sobre la viga(T/m): 0.000

Momento torsor repartido permanente sobre la viga(mT/m): 0.000

Carga repartida permanente sobre la viga y la losa(T/m): 3.500

Momento torsor repartido permanente sobre la viga y la losa(mT/m): 1.225

3) Cargas permanentes puntuales fijas :

4) Carga variable repartida :

Carga repartida variable sobre la viga y la losa(T/m): 1.140

Momento torsor repartido variable sobre la viga y la losa(mT/m): 0.399

5) Cargas variables puntuales fijas :

6) Cargas variables puntuales móviles :

7) Pretensado :

Humedad del medio ambiente (%): 65.000

CALENDARIO

Día en que se hormigona la viga: 0.000

Día en que se transfiere el pretensado: 2.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la viga: 30.000

Día en que se hormigona la losa: 30.000

Número de días entre hormigonado y tesado: 3.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la losa: 33.000

COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Estado límite Coeficiente	Servicio		Ultimo	
	Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.

Peso Propio de la viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Peso Propio de la losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga variable en losa	0.000	1.000	0.000	1.500
Acción inst. del pretens.	0.950	1.050	1.000	1.000
Pérdidas de pretensado	1.000	1.000	1.000	1.350
Retracción de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Fluencia de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350

LISTADO DE ESFUERZOS

=====

LISTADO DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Mpp	Msb	Mpl	Mse	Msr	Mca
1	0.000	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000
2	0.528	2.544	0.000	0.634	9.252	3.014	0.000
3	1.055	4.821	0.000	1.202	17.530	5.710	0.000
4	1.583	6.829	0.000	1.703	24.834	8.089	0.000
5	2.110	8.570	0.000	2.137	31.165	10.151	0.000
6	2.638	10.043	0.000	2.504	36.521	11.895	0.000
7	3.165	11.249	0.000	2.805	40.904	13.323	0.000

8	3.693	12.186	0.000	3.039	44.312	14.433	0.000
9	4.220	12.855	0.000	3.206	46.747	15.226	0.000
10	4.748	13.257	0.000	3.306	48.208	15.702	0.000
11	5.275	13.391	0.000	3.339	48.695	15.861	0.000
12	5.803	13.257	0.000	3.306	48.208	15.702	0.000
13	6.330	12.855	0.000	3.206	46.747	15.226	0.000
14	6.858	12.186	0.000	3.039	44.312	14.433	0.000
15	7.385	11.249	0.000	2.805	40.904	13.323	0.000
16	7.913	10.043	0.000	2.504	36.521	11.895	0.000
17	8.440	8.570	0.000	2.137	31.165	10.151	0.000
18	8.968	6.829	0.000	1.703	24.834	8.089	0.000
19	9.495	4.821	0.000	1.202	17.530	5.710	0.000
20	10.023	2.544	0.000	0.634	9.252	3.014	0.000
21	10.550	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Mpp(mT): flector por peso propio de la viga.

Msb(mT): flector por carga permanente sobre la viga.

Mpl(mT): flector por peso propio de la losa.

Mse(mT): flector por carga permanente sobre la losa.

Msr(mT): flector por carga variable fija sobre la losa.

Mca(mT): flector por carga variable móvil.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

LISTADO DE ESFUERZOS DE PRETENSADO

Punto	s(m)	Nti	Mti	Ntb	Mtb	Ntp	Mtp
1	0.000	0.058	-0.004	-0.058	0.004	0.000	0.000
2	0.528	303.490	-21.402	-16.052	2.240	-38.071	6.601
3	1.055	354.088	-24.970	-20.685	2.633	-45.199	7.324
4	1.583	354.088	-24.970	-20.524	2.498	-44.080	6.639
5	2.110	354.088	-24.970	-20.385	2.380	-43.111	6.045
6	2.638	354.088	-24.970	-20.268	2.281	-42.290	5.542
7	3.165	354.088	-24.970	-20.171	2.200	-41.619	5.131
8	3.693	354.088	-24.970	-20.096	2.137	-41.097	4.811

9	4.220	354.088	-24.970	-20.043	2.092	-40.724	4.583
10	4.748	354.088	-24.970	-20.011	2.065	-40.501	4.446
11	5.275	354.088	-24.970	-20.000	2.056	-40.426	4.400
12	5.803	354.088	-24.970	-20.011	2.065	-40.501	4.446
13	6.330	354.088	-24.970	-20.043	2.092	-40.724	4.583
14	6.858	354.088	-24.970	-20.096	2.137	-41.097	4.811
15	7.385	354.088	-24.970	-20.171	2.200	-41.619	5.131
16	7.913	354.088	-24.970	-20.268	2.281	-42.290	5.542
17	8.440	354.088	-24.970	-20.385	2.380	-43.111	6.045
18	8.968	354.088	-24.970	-20.524	2.498	-44.080	6.639
19	9.495	354.088	-24.970	-20.685	2.633	-45.199	7.324
20	10.023	303.489	-21.402	-16.052	2.240	-38.071	6.601
21	10.550	0.057	-0.004	-0.057	0.004	0.000	0.000

Nti(T): axil por acción instantánea del pretensado.

Mti(mT): flector por acción instantánea del pretensado.

Ntb(T): axil por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Mtb(mT): flector por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Ntp(T): axil por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

Mtp(mT): flector por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

El axil positivo es el que induce compresión en la sección.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

CALCULO TENSIONAL

=====

Comprobación de la viga aislada:

Mínima tensión en fibra superior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 0.00

Máxima tensión en fibra inferior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 148.92

Comprobación en servicio:

Mínima tensión en fibra inferior de la viga en sección central (Kp/cm²): -11.25

Máxima tensión en fibra superior de la viga en sección central (Kp/cm²): 133.81

Máxima tensión en fibra superior de la losa en sección central (Kp/cm²): 84.85

Coeficiente de ancho eficaz en el cálculo tensional :1.00

CALCULO A ROTURA POR FLEXION

=====

Comprobación de la viga aislada:

Punto	s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K
1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	120.884	4.291	28.170
4	1.055	120.884	8.131	14.867
5	1.583	120.884	11.519	10.495
6	2.110	120.884	14.455	8.363
7	2.638	120.884	16.939	7.136
8	3.165	120.884	18.972	6.372
9	3.693	120.884	20.553	5.882
10	4.220	120.884	21.682	5.575
11	4.748	120.884	22.360	5.406
12	5.275	120.884	22.586	5.352
13	5.803	120.884	22.360	5.406
14	6.330	120.884	21.682	5.575
15	6.858	120.884	20.553	5.882
16	7.385	120.884	18.972	6.372
17	7.913	120.884	16.939	7.136
18	8.440	120.884	14.455	8.363
19	8.968	120.884	11.519	10.495
20	9.495	120.884	8.131	14.867
21	10.023	120.884	4.291	28.170
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

Comprobación en servicio:

Punto	s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K
-------	-------	---------	---------	---

1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	195.714	21.302	9.188
4	1.055	195.714	40.361	4.849
5	1.583	195.714	57.178	3.423
6	2.110	195.714	71.753	2.728
7	2.638	195.714	84.086	2.328
8	3.165	195.714	94.176	2.078
9	3.693	195.714	102.024	1.918
10	4.220	195.714	107.630	1.818
11	4.748	195.714	110.994	1.763
12	5.275	195.714	112.115	1.746
13	5.803	195.714	110.994	1.763
14	6.330	195.714	107.630	1.818
15	6.858	195.714	102.024	1.918
16	7.385	195.714	94.176	2.078
17	7.913	195.714	84.086	2.328
18	8.440	195.714	71.753	2.728
19	8.968	195.714	57.178	3.423
20	9.495	195.714	40.361	4.849
21	10.023	195.714	21.302	9.188
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

s(m): Distancia del punto al inicio de la viga.

Mu : momento flector último de la sección.

Md : momento de cálculo en estado límite último.

K : coeficiente de seguridad Mu/Md.

Coeficiente de ancho eficaz en el cálculo en rotura :1.00

CALCULO A CORTANTE DE LA JACENA

=====

LISTADO DE CORTANTES DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Vpp	Vsb	Vpl	Vse	Vsr	Vca
-------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----

1	0.000	5.077	0.000	1.266	18.462	6.013	0.000
2	0.528	4.569	0.000	1.139	16.616	5.427	0.000
3	1.055	4.062	0.000	1.013	14.770	4.871	0.000
4	1.583	3.554	0.000	0.886	12.924	4.345	0.000
5	2.110	3.046	0.000	0.760	11.078	3.849	0.000
6	2.638	2.539	0.000	0.633	9.231	3.383	0.000
7	3.165	2.031	0.000	0.506	7.385	2.947	0.000
8	3.693	1.523	0.000	0.380	5.539	2.541	0.000
9	4.220	1.015	0.000	0.253	3.693	2.165	0.000
10	4.748	0.508	0.000	0.127	1.846	1.819	0.000
11	5.275	0.000	0.000	0.000	0.000	1.503	0.000
12	5.803	0.508	0.000	0.127	1.846	1.819	0.000
13	6.330	1.015	0.000	0.253	3.692	2.165	0.000
14	6.858	1.523	0.000	0.380	5.539	2.541	0.000
15	7.385	2.031	0.000	0.506	7.385	2.947	0.000
16	7.913	2.539	0.000	0.633	9.231	3.383	0.000
17	8.440	3.046	0.000	0.760	11.077	3.849	0.000
18	8.968	3.554	0.000	0.886	12.924	4.345	0.000
19	9.495	4.062	0.000	1.013	14.770	4.871	0.000
20	10.023	4.569	0.000	1.139	16.616	5.427	0.000
21	10.550	5.077	0.000	1.266	18.462	6.013	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vpp(T): cortante máximo por peso propio de la viga.

Vsb(T): cortante máximo por carga permanente sobre la viga.

Vpl(T): cortante máximo por peso propio de la losa.

Vse(T): cortante máximo por carga permanente sobre la losa.

Vsr(T): cortante máximo por carga variable fija sobre la losa.

Vca(T): cortante máximo por carga variable móvil sobre la losa.

LISTADO DE CORTANTES EFECTIVOS DE CALCULO

Punto	s(m)	Vrd1	Vrd2	Vrd
1	0.000	8.563	33.945	42.508

2	0.528	7.707	30.573	38.280
3	1.055	6.851	27.246	34.097
4	1.583	5.994	23.964	29.959
5	2.110	5.138	20.728	25.866
6	2.638	4.282	17.536	21.818
7	3.165	3.425	14.390	17.815
8	3.693	2.569	11.288	13.857
9	4.220	1.713	8.232	9.945
10	4.748	0.856	5.221	6.077
11	5.275	0.000	2.255	2.255
12	5.803	0.856	5.221	6.077
13	6.330	1.713	8.232	9.945
14	6.858	2.569	11.288	13.857
15	7.385	3.425	14.390	17.815
16	7.913	4.282	17.536	21.818
17	8.440	5.138	20.728	25.866
18	8.968	5.994	23.964	29.959
19	9.495	6.851	27.246	34.097
20	10.023	7.707	30.573	38.280
21	10.550	8.563	33.945	42.508

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd1(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga aislada.

Vrd2(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga+losa.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR COMPRESION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	8.563	298.467	0.029
2	0.528	7.707	298.467	0.026
3	1.055	6.851	298.467	0.023

4	1.583	5.994	298.467	0.020
5	2.110	5.138	298.467	0.017
6	2.638	4.282	298.467	0.014
7	3.165	3.425	298.467	0.011
8	3.693	2.569	298.467	0.009
9	4.220	1.713	298.467	0.006
10	4.748	0.856	298.467	0.003
11	5.275	0.000	298.467	0.000
12	5.803	0.856	298.467	0.003
13	6.330	1.713	298.467	0.006
14	6.858	2.569	298.467	0.009
15	7.385	3.425	298.467	0.011
16	7.913	4.282	298.467	0.014
17	8.440	5.138	298.467	0.017
18	8.968	5.994	298.467	0.020
19	9.495	6.851	298.467	0.023
20	10.023	7.707	298.467	0.026
21	10.550	8.563	298.467	0.029

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	42.508	335.201	0.127
2	0.528	38.280	335.201	0.114
3	1.055	34.097	335.201	0.102
4	1.583	29.959	335.201	0.089
5	2.110	25.866	335.201	0.077
6	2.638	21.818	335.201	0.065
7	3.165	17.815	335.201	0.053
8	3.693	13.857	335.201	0.041
9	4.220	9.945	335.201	0.030
10	4.748	6.077	335.201	0.018
11	5.275	2.255	335.201	0.007
12	5.803	6.077	335.201	0.018
13	6.330	9.945	335.201	0.030

14	6.858	13.857	335.201	0.041
15	7.385	17.815	335.201	0.053
16	7.913	21.818	335.201	0.065
17	8.440	25.866	335.201	0.077
18	8.968	29.958	335.201	0.089
19	9.495	34.097	335.201	0.102
20	10.023	38.280	335.201	0.114
21	10.550	42.508	335.201	0.127

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vu1(T): cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR TRACCION EN EL ALMA

 Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	8.563	10.883	0.000	0.000	7.500
2	0.528	7.707	19.847	0.000	0.000	7.500
3	1.055	6.851	25.407	0.000	0.000	7.500
4	1.583	5.994	25.407	0.000	0.000	7.500
5	2.110	5.138	25.407	0.000	0.000	7.500
6	2.638	4.282	25.407	0.000	0.000	7.500
7	3.165	3.425	25.407	0.000	0.000	7.500
8	3.693	2.569	25.407	0.000	0.000	7.500
9	4.220	1.713	25.407	0.000	0.000	7.500
10	4.748	0.856	25.407	0.000	0.000	7.500
11	5.275	0.000	25.407	0.000	0.000	7.500
12	5.803	0.856	25.407	0.000	0.000	7.500
13	6.330	1.713	25.407	0.000	0.000	7.500
14	6.858	2.569	25.407	0.000	0.000	7.500
15	7.385	3.425	25.407	0.000	0.000	7.500
16	7.913	4.282	25.407	0.000	0.000	7.500

17	8.440	5.138	25.407	0.000	0.000	7.500
18	8.968	5.994	25.407	0.000	0.000	7.500
19	9.495	6.851	25.407	0.000	0.000	7.500
20	10.023	7.707	19.847	0.000	0.000	7.500
21	10.550	8.563	10.883	0.000	0.000	7.500

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	42.508	12.346	30.162	16.421	10.950
2	0.528	38.280	28.338	9.942	5.413	10.950
3	1.055	34.097	29.019	5.077	2.764	10.950
4	1.583	29.959	29.019	0.939	0.511	10.950
5	2.110	25.866	29.019	0.000	0.000	10.950
6	2.638	21.818	29.019	0.000	0.000	10.950
7	3.165	17.815	29.019	0.000	0.000	10.950
8	3.693	13.857	29.019	0.000	0.000	10.950
9	4.220	9.945	29.019	0.000	0.000	10.950
10	4.748	6.077	29.019	0.000	0.000	10.950
11	5.275	2.255	29.019	0.000	0.000	10.950
12	5.803	6.077	29.019	0.000	0.000	10.950
13	6.330	9.945	29.019	0.000	0.000	10.950
14	6.858	13.857	29.019	0.000	0.000	10.950
15	7.385	17.815	29.019	0.000	0.000	10.950
16	7.913	21.818	29.019	0.000	0.000	10.950
17	8.440	25.866	29.019	0.000	0.000	10.950
18	8.968	29.958	29.019	0.939	0.511	10.950
19	9.495	34.097	29.019	5.077	2.764	10.950
20	10.023	38.280	28.338	9.942	5.413	10.950
21	10.550	42.508	12.346	30.162	16.421	10.950

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vcu(T): contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Vsu(T): contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a cortante.

As(cm2/m): área de la armadura transversal de cálculo.

Asmin(cm2/m): área de la cuantía mínima de la armadura transversal de cortante.

LISTADO DE FLECHAS

=====

Coefficientes de seguridad empleados : unitarios.

A) FLECHAS INSTANTANEAS

s (m)	fPP	fTI	ftB	ftp	fSB
0.000	0.000	0.377	0.031	0.136	0.000
0.528	-0.550	1.553	-0.066	-0.017	0.000
1.055	-1.085	2.920	-0.185	-0.190	0.000
1.583	-1.589	4.157	-0.288	-0.334	0.000
2.110	-2.052	5.228	-0.373	-0.447	0.000
2.638	-2.462	6.135	-0.442	-0.535	0.000
3.165	-2.809	6.877	-0.496	-0.601	0.000
3.693	-3.087	7.454	-0.536	-0.649	0.000
4.220	-3.290	7.866	-0.565	-0.681	0.000
4.748	-3.413	8.113	-0.581	-0.700	0.000
5.275	-3.455	8.195	-0.587	-0.706	0.000
5.803	-3.413	8.113	-0.581	-0.700	0.000
6.330	-3.290	7.866	-0.565	-0.681	0.000
6.858	-3.087	7.454	-0.536	-0.649	0.000
7.385	-2.809	6.877	-0.496	-0.601	0.000
7.913	-2.462	6.135	-0.442	-0.535	0.000
8.440	-2.052	5.228	-0.373	-0.447	0.000
8.968	-1.589	4.157	-0.288	-0.334	0.000
9.495	-1.085	2.920	-0.185	-0.190	0.000
10.023	-0.550	1.553	-0.066	-0.017	0.000
10.550	-0.000	0.377	0.031	0.136	0.000

s (m)	fPL	fSE	fSR	fCA
-------	-----	-----	-----	-----

0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.528	-0.119	-0.892	-0.290	0.000
1.055	-0.235	-1.759	-0.573	0.000
1.583	-0.344	-2.578	-0.839	0.000
2.110	-0.444	-3.328	-1.083	0.000
2.638	-0.533	-3.993	-1.300	0.000
3.165	-0.608	-4.557	-1.483	0.000
3.693	-0.668	-5.008	-1.630	0.000
4.220	-0.712	-5.337	-1.737	0.000
4.748	-0.738	-5.537	-1.802	0.000
5.275	-0.747	-5.604	-1.824	0.000
5.803	-0.738	-5.537	-1.802	0.000
6.330	-0.712	-5.337	-1.737	0.000
6.858	-0.668	-5.008	-1.630	0.000
7.385	-0.608	-4.557	-1.483	0.000
7.913	-0.533	-3.993	-1.300	0.000
8.440	-0.444	-3.328	-1.083	0.000
8.968	-0.344	-2.578	-0.839	0.000
9.495	-0.235	-1.759	-0.573	0.000
10.023	-0.119	-0.892	-0.290	0.000
10.550	-0.000	-0.000	-0.000	0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fTB : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

fTP : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado desde el fraguado de la losa a tiempo infinito.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

fSR : máxima flecha debida a la acción de la carga variable fija.

fCA : máxima flecha debida a la acción de la carga variable móvil.

Valores dados en mm.

B) FLECHAS DIFERIDAS A TIEMPO INFINITO

s (m)	fPP	fTI	fSB	fPL	fSE
0.000	0.000	0.928	0.000	0.000	0.000
0.528	-1.355	3.825	0.000	-0.203	-1.497
1.055	-2.671	7.191	0.000	-0.401	-2.952
1.583	-3.914	10.236	0.000	-0.587	-4.326
2.110	-5.053	12.875	0.000	-0.758	-5.585
2.638	-6.062	15.108	0.000	-0.910	-6.700
3.165	-6.918	16.935	0.000	-1.038	-7.647
3.693	-7.603	18.356	0.000	-1.141	-8.404
4.220	-8.102	19.371	0.000	-1.216	-8.956
4.748	-8.406	19.979	0.000	-1.262	-9.291
5.275	-8.508	20.182	0.000	-1.277	-9.404
5.803	-8.406	19.979	0.000	-1.262	-9.291
6.330	-8.102	19.371	0.000	-1.216	-8.956
6.858	-7.603	18.356	0.000	-1.141	-8.404
7.385	-6.918	16.935	0.000	-1.038	-7.647
7.913	-6.062	15.108	0.000	-0.910	-6.700
8.440	-5.053	12.875	0.000	-0.758	-5.585
8.968	-3.914	10.236	0.000	-0.587	-4.326
9.495	-2.671	7.191	0.000	-0.401	-2.952
10.023	-1.355	3.825	0.000	-0.203	-1.497
10.550	-0.000	0.928	0.000	-0.000	-0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

Flecha tras tesar la viga (mm): 4.741

Máxima flecha tras hormigonar la losa (mm): 3.406

Máxima flecha tras entrar en servicio (mm): -4.022

Máxima flecha a tiempo infinito (mm): -3.735

PROYECTO DE JACENA

Listado generado el día 31-12-2008 a las 09:32:03.

Nombre de la sección: tr_llosa

DATOS DE DEFINICION DE LA JACENA

=====

PLANTA

Luz entre apoyos: 10.550 m

Vuelo en inicio: 0.000 m

Vuelo en final: 0.000 m

SECCION

Sección tipo genèrica con losa.

Definición de la sección :

Punto x (cm) y (cm)

1	25.00	0.00
2	25.00	10.00
3	45.00	10.00
4	45.00	40.00
5	25.00	40.00
6	25.00	70.00

Definición de la losa :

A : 8.000 cm

B : 120.000 cm

MATERIALES

Hormigón de la jacena:

Nombre : HP-45

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 3258000.00000
Resistencia característica fck(T/m²) : 4591.79980
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la jacena:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica fyk(T/m²) : 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

Acero para la armadura activa de la jacena:

Nombre : Y1860S7

Tipo : Acero para pretensar.

Módulo de Young E (T/m²) : 19387760.00000

Resistencia característica $f_{yk}(T/m^2)$: 173660.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.03500
Deformación máxima adicional a la inicial : -0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.03500

Hormigón de la losa:

Nombre : HA-25

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 2782040.00000
Resistencia característica $f_{ck}(T/m^2)$: 2551.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la losa:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica $f_{yk}(T/m^2)$: 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

ARMADURA PASIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 15.000

Diámetro de las barras (mm): 12.0

Longitud de recorte (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:4.0

Altura de las barras en la viga (cm): 37.000

Diámetro de las barras (mm): 12.0

Longitud de recorte (m): 0.000

ARMADURA ACTIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 65.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 65.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 3

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 60.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 4

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 20.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 5

Número de barras:6.0

Altura de las barras en la viga (cm): 15.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 6

Número de barras:6.0

Altura de las barras en la viga (cm): 10.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 7

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 10.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.700

Fila 8

Número de barras:4.0

Altura de las barras en la viga (cm): 5.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 9

Número de barras:4.0

Altura de las barras en la viga (cm): 5.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 1.200

ARMADURA PASIVA EN LA LOSA

Numero de barras: 57

Diámetro de las barras: 10.000 mm

Altura de las barras en la losa: 5.000 cm

ACCIONES

1) Peso propio :

Densidad del hormigón(T/m³): 2.500

2) Carga permanente repartida :

Carga repartida permanente sobre la viga(T/m): 0.000

Momento torsor repartido permanente sobre la viga(mT/m): 0.000

Carga repartida permanente sobre la viga y la losa(T/m): 6.990

Momento torsor repartido permanente sobre la viga y la losa(mT/m): 0.000

3) Cargas permanentes puntuales fijas :

4) Carga variable repartida :

Carga repartida variable sobre la viga y la losa(T/m): 2.280

Momento torsor repartido variable sobre la viga y la losa(mT/m): 0.000

5) Cargas variables puntuales fijas :

6) Cargas variables puntuales móviles :

7) Pretensado :

Humedad del medio ambiente (%): 65.000

CALENDARIO

Día en que se hormigona la viga: 0.000

Día en que se transfiere el pretensado: 2.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la viga: 30.000

Día en que se hormigona la losa: 30.000

Número de días entre hormigonado y tesado: 3.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la losa: 33.000

COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Estado límite	Servicio		Ultimo	
	Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.

Peso Propio de la viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Peso Propio de la losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga variable en losa	0.000	1.000	0.000	1.500
Acción inst. del pretens.	0.950	1.050	1.000	1.000
Pérdidas de pretensado	1.000	1.000	1.000	1.350
Retracción de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Fluencia de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350

LISTADO DE ESFUERZOS

=====

LISTADO DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto s(m) Mpp Msb Mpl Mse Msr Mca

1	0.000	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000
2	0.528	3.106	0.000	0.634	18.478	6.027	0.000
3	1.055	5.885	0.000	1.202	35.010	11.420	0.000
4	1.583	8.337	0.000	1.703	49.598	16.178	0.000
5	2.110	10.462	0.000	2.137	62.240	20.302	0.000
6	2.638	12.261	0.000	2.504	72.938	23.791	0.000
7	3.165	13.732	0.000	2.805	81.690	26.646	0.000
8	3.693	14.876	0.000	3.039	88.498	28.866	0.000
9	4.220	15.694	0.000	3.206	93.361	30.452	0.000
10	4.748	16.184	0.000	3.306	96.278	31.404	0.000
11	5.275	16.348	0.000	3.339	97.251	31.721	0.000
12	5.803	16.184	0.000	3.306	96.278	31.404	0.000
13	6.330	15.694	0.000	3.206	93.361	30.452	0.000
14	6.858	14.876	0.000	3.039	88.498	28.866	0.000
15	7.385	13.732	0.000	2.805	81.690	26.646	0.000
16	7.913	12.261	0.000	2.504	72.938	23.791	0.000
17	8.440	10.462	0.000	2.137	62.240	20.302	0.000
18	8.968	8.337	0.000	1.703	49.598	16.178	0.000
19	9.495	5.885	0.000	1.202	35.010	11.420	0.000
20	10.023	3.106	0.000	0.634	18.478	6.027	0.000
21	10.550	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Mpp(mT): flector por peso propio de la viga.

Msb(mT): flector por carga permanente sobre la viga.

Mpl(mT): flector por peso propio de la losa.

Mse(mT): flector por carga permanente sobre la losa.

Msr(mT): flector por carga variable fija sobre la losa.

Mca(mT): flector por carga variable móvil.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

LISTADO DE ESFUERZOS DE PRETENSADO

Punto	s(m)	Nti	Mti	Ntb	Mtb	Ntp	Mtp
1	0.000	0.069	-0.005	-0.069	0.005	0.000	0.000

2	0.528	364.188	-28.638	-18.531	2.784	-42.642	7.320
3	1.055	438.413	-37.453	-26.373	3.993	-54.303	9.299
4	1.583	497.198	-52.801	-35.699	6.515	-67.058	13.283
5	2.110	522.902	-59.856	-38.320	7.221	-69.102	13.734
6	2.638	522.902	-59.856	-38.064	7.084	-66.910	12.701
7	3.165	522.902	-59.856	-37.854	6.972	-65.116	11.855
8	3.693	522.902	-59.856	-37.691	6.885	-63.721	11.198
9	4.220	522.902	-59.856	-37.575	6.823	-62.725	10.728
10	4.748	522.902	-59.856	-37.505	6.786	-62.127	10.447
11	5.275	522.902	-59.856	-37.481	6.773	-61.927	10.353
12	5.803	522.902	-59.856	-37.505	6.786	-62.127	10.447
13	6.330	522.902	-59.856	-37.575	6.823	-62.725	10.728
14	6.858	522.902	-59.856	-37.691	6.885	-63.721	11.198
15	7.385	522.902	-59.856	-37.854	6.972	-65.116	11.855
16	7.913	522.902	-59.856	-38.064	7.084	-66.910	12.701
17	8.440	522.902	-59.856	-38.320	7.221	-69.102	13.734
18	8.968	497.198	-52.801	-35.699	6.515	-67.058	13.283
19	9.495	438.413	-37.453	-26.373	3.993	-54.303	9.299
20	10.023	364.187	-28.638	-18.531	2.784	-42.642	7.320
21	10.550	0.068	-0.005	-0.068	0.005	0.000	0.000

Nti(T): axil por acción instantánea del pretensado.

Mti(mT): flector por acción instantánea del pretensado.

Ntb(T): axil por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Mtb(mT): flector por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Ntp(T): axil por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

Mtp(mT): flector por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

El axil positivo es el que induce compresión en la sección.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

CALCULO TENSIONAL

=====

Comprobación de la viga aislada:

Mínima tensión en fibra superior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): -6.97

Máxima tensión en fibra inferior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 224.34

Comprobación en servicio:

Mínima tensión en fibra inferior de la viga en sección central (Kp/cm²): -12.47

Máxima tensión en fibra superior de la viga en sección central (Kp/cm²): 142.75

Máxima tensión en fibra superior de la losa en sección central (Kp/cm²): 152.40

Coefficiente de ancho eficaz en el cálculo tensional :1.00

CALCULO A ROTURA POR FLEXION

=====

Comprobación de la viga aislada:

Punto	s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K
1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	149.307	5.050	29.568
4	1.055	159.793	9.568	16.701
5	1.583	182.465	13.554	13.462
6	2.110	182.465	17.009	10.727
7	2.638	182.465	19.933	9.154
8	3.165	182.465	22.325	8.173
9	3.693	182.465	24.185	7.545
10	4.220	182.465	25.514	7.152
11	4.748	182.465	26.311	6.935
12	5.275	182.465	26.577	6.866
13	5.803	182.465	26.311	6.935
14	6.330	182.465	25.514	7.152
15	6.858	182.465	24.185	7.545
16	7.385	182.465	22.325	8.173
17	7.913	182.465	19.933	9.154
18	8.440	182.465	17.009	10.727
19	8.968	182.465	13.554	13.462
20	9.495	159.793	9.568	16.701
21	10.023	149.307	5.050	29.568

22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

Comprobación en servicio:

Punto	s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K

1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	243.258	39.035	6.232
4	1.055	261.664	73.961	3.538
5	1.583	300.137	104.778	2.865
6	2.110	300.137	131.486	2.283
7	2.638	300.137	154.085	1.948
8	3.165	300.137	172.576	1.739
9	3.693	300.137	186.957	1.605
10	4.220	300.137	197.229	1.522
11	4.748	300.137	203.393	1.476
12	5.275	300.137	205.447	1.461
13	5.803	300.137	203.393	1.476
14	6.330	300.137	197.229	1.522
15	6.858	300.137	186.957	1.605
16	7.385	300.137	172.576	1.739
17	7.913	300.137	154.085	1.948
18	8.440	300.137	131.486	2.283
19	8.968	300.137	104.778	2.865
20	9.495	261.664	73.961	3.538
21	10.023	243.258	39.035	6.232
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

s(m): Distancia del punto al inicio de la viga.

Mu : momento flector último de la sección.

Md : momento de cálculo en estado límite último.

K : coeficiente de seguridad Mu/Md.

Coeficiente de ancho eficaz en el cálculo en rotura :1.00

CALCULO A CORTANTE DE LA JACENA

=====

LISTADO DE CORTANTES DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Vpp	Vsb	Vpl	Vse	Vsr	Vca
1	0.000	6.198	0.000	1.266	36.872	12.027	0.000
2	0.528	5.578	0.000	1.139	33.185	10.854	0.000
3	1.055	4.958	0.000	1.013	29.498	9.742	0.000
4	1.583	4.339	0.000	0.886	25.811	8.690	0.000
5	2.110	3.719	0.000	0.760	22.123	7.697	0.000
6	2.638	3.099	0.000	0.633	18.436	6.765	0.000
7	3.165	2.479	0.000	0.506	14.749	5.893	0.000
8	3.693	1.859	0.000	0.380	11.062	5.081	0.000
9	4.220	1.240	0.000	0.253	7.374	4.330	0.000
10	4.748	0.620	0.000	0.127	3.687	3.638	0.000
11	5.275	0.000	0.000	0.000	0.000	3.007	0.000
12	5.803	0.620	0.000	0.127	3.687	3.638	0.000
13	6.330	1.240	0.000	0.253	7.374	4.330	0.000
14	6.858	1.859	0.000	0.380	11.062	5.081	0.000
15	7.385	2.479	0.000	0.506	14.749	5.893	0.000
16	7.913	3.099	0.000	0.633	18.436	6.765	0.000
17	8.440	3.719	0.000	0.760	22.123	7.697	0.000
18	8.968	4.339	0.000	0.886	25.811	8.690	0.000
19	9.495	4.958	0.000	1.013	29.498	9.742	0.000
20	10.023	5.578	0.000	1.139	33.185	10.854	0.000
21	10.550	6.198	0.000	1.266	36.872	12.027	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vpp(T): cortante máximo por peso propio de la viga.

Vsb(T): cortante máximo por carga permanente sobre la viga.

Vpl(T): cortante máximo por peso propio de la losa.

Vse(T): cortante máximo por carga permanente sobre la losa.

Vsr(T): cortante máximo por carga variable fija sobre la losa.

Vca(T): cortante máximo por carga variable móvil sobre la losa.

LISTADO DE CORTANTES EFECTIVOS DE CALCULO

Punto	s(m)	Vrd1	Vrd2	Vrd
1	0.000	10.077	67.818	77.895
2	0.528	9.069	61.081	70.150
3	1.055	8.061	54.435	62.496
4	1.583	7.054	47.879	54.932
5	2.110	6.046	41.412	47.458
6	2.638	5.038	35.037	40.075
7	3.165	4.031	28.751	32.781
8	3.693	3.023	22.555	25.578
9	4.220	2.015	16.450	18.465
10	4.748	1.008	10.435	11.443
11	5.275	0.000	4.510	4.510
12	5.803	1.008	10.435	11.443
13	6.330	2.015	16.450	18.465
14	6.858	3.023	22.555	25.578
15	7.385	4.031	28.751	32.781
16	7.913	5.038	35.037	40.075
17	8.440	6.046	41.412	47.458
18	8.968	7.054	47.879	54.932
19	9.495	8.061	54.435	62.496
20	10.023	9.069	61.081	70.150
21	10.550	10.077	67.818	77.895

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd1(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga aislada.

Vrd2(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga+losa.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR COMPRESION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	10.077	298.467	0.034
2	0.528	9.069	298.467	0.030
3	1.055	8.061	298.467	0.027
4	1.583	7.054	298.467	0.024
5	2.110	6.046	298.467	0.020
6	2.638	5.038	298.467	0.017
7	3.165	4.031	298.467	0.014
8	3.693	3.023	298.467	0.010
9	4.220	2.015	298.467	0.007
10	4.748	1.008	298.467	0.003
11	5.275	0.000	298.467	0.000
12	5.803	1.008	298.467	0.003
13	6.330	2.015	298.467	0.007
14	6.858	3.023	298.467	0.010
15	7.385	4.031	298.467	0.014
16	7.913	5.038	298.467	0.017
17	8.440	6.046	298.467	0.020
18	8.968	7.054	298.467	0.024
19	9.495	8.061	298.467	0.027
20	10.023	9.069	298.467	0.030
21	10.550	10.077	298.467	0.034

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	77.895	335.201	0.232
2	0.528	70.150	335.201	0.209
3	1.055	62.496	335.201	0.186
4	1.583	54.932	335.201	0.164
5	2.110	47.458	335.201	0.142
6	2.638	40.075	335.201	0.120

7	3.165	32.781	335.201	0.098
8	3.693	25.578	335.201	0.076
9	4.220	18.465	335.201	0.055
10	4.748	11.443	335.201	0.034
11	5.275	4.510	335.201	0.013
12	5.803	11.443	335.201	0.034
13	6.330	18.465	335.201	0.055
14	6.858	25.578	335.201	0.076
15	7.385	32.781	335.201	0.098
16	7.913	40.075	335.201	0.120
17	8.440	47.458	335.201	0.142
18	8.968	54.932	335.201	0.164
19	9.495	62.496	335.201	0.186
20	10.023	70.150	335.201	0.209
21	10.550	77.895	335.201	0.232

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vu1(T): cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR TRACCION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	10.077	10.883	0.000	0.000	7.500
2	0.528	9.069	19.742	0.000	0.000	7.500
3	1.055	8.061	25.471	0.000	0.000	7.500
4	1.583	7.054	26.080	0.000	0.000	7.500
5	2.110	6.046	26.344	0.000	0.000	7.500
6	2.638	5.038	26.344	0.000	0.000	7.500
7	3.165	4.031	26.344	0.000	0.000	7.500
8	3.693	3.023	26.344	0.000	0.000	7.500
9	4.220	2.015	26.344	0.000	0.000	7.500

10	4.748	1.008	26.344	0.000	0.000	7.500
11	5.275	0.000	26.344	0.000	0.000	7.500
12	5.803	1.008	26.344	0.000	0.000	7.500
13	6.330	2.015	26.344	0.000	0.000	7.500
14	6.858	3.023	26.344	0.000	0.000	7.500
15	7.385	4.031	26.344	0.000	0.000	7.500
16	7.913	5.038	26.344	0.000	0.000	7.500
17	8.440	6.046	26.344	0.000	0.000	7.500
18	8.968	7.054	26.080	0.000	0.000	7.500
19	9.495	8.061	25.471	0.000	0.000	7.500
20	10.023	9.069	19.742	0.000	0.000	7.500
21	10.550	10.077	10.883	0.000	0.000	7.500

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	77.895	12.346	65.549	35.688	10.950
2	0.528	70.150	28.269	41.881	22.802	10.950
3	1.055	62.496	29.088	33.408	18.189	10.950
4	1.583	54.932	29.743	25.190	13.714	10.950
5	2.110	47.458	30.029	17.430	9.489	10.950
6	2.638	40.075	30.029	10.046	5.470	10.950
7	3.165	32.781	30.029	2.753	1.499	10.950
8	3.693	25.578	30.029	0.000	0.000	10.950
9	4.220	18.465	30.029	0.000	0.000	10.950
10	4.748	11.443	30.029	0.000	0.000	10.950
11	5.275	4.510	30.029	0.000	0.000	10.950
12	5.803	11.443	30.029	0.000	0.000	10.950
13	6.330	18.465	30.029	0.000	0.000	10.950
14	6.858	25.578	30.029	0.000	0.000	10.950
15	7.385	32.781	30.029	2.753	1.499	10.950
16	7.913	40.075	30.029	10.046	5.470	10.950
17	8.440	47.458	30.029	17.430	9.489	10.950
18	8.968	54.932	29.743	25.190	13.714	10.950
19	9.495	62.496	29.088	33.408	18.189	10.950

20	10.023	70.150	28.269	41.881	22.802	10.950
21	10.550	77.895	12.346	65.549	35.688	10.950

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vcu(T): contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Vsu(T): contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a cortante.

As(cm²/m): área de la armadura transversal de cálculo.

Asmin(cm²/m): área de la cuantía mínima de la armadura transversal de cortante.

LISTADO DE FLECHAS

=====

Coefficientes de seguridad empleados : unitarios.

A) FLECHAS INSTANTANEAS

s (m)	fPP	fTI	ftB	ftp	fSB
0.000	0.000	2.629	-0.277	-0.070	0.000
0.528	-0.476	3.913	-0.402	-0.237	0.000
1.055	-0.938	5.151	-0.506	-0.378	0.000
1.583	-1.374	6.811	-0.682	-0.575	0.000
2.110	-1.773	8.563	-0.871	-0.769	0.000
2.638	-2.127	10.120	-1.035	-0.928	0.000
3.165	-2.428	11.394	-1.167	-1.049	0.000
3.693	-2.668	12.384	-1.269	-1.138	0.000
4.220	-2.843	13.092	-1.341	-1.198	0.000
4.748	-2.950	13.517	-1.383	-1.233	0.000
5.275	-2.986	13.658	-1.397	-1.245	0.000
5.803	-2.950	13.517	-1.383	-1.233	0.000
6.330	-2.843	13.092	-1.341	-1.198	0.000
6.858	-2.668	12.384	-1.269	-1.138	0.000
7.385	-2.428	11.394	-1.167	-1.049	0.000
7.913	-2.127	10.120	-1.035	-0.928	0.000
8.440	-1.773	8.563	-0.871	-0.769	0.000

8.968	-1.374	6.811	-0.682	-0.575	0.000
9.495	-0.938	5.151	-0.506	-0.378	0.000
10.023	-0.476	3.913	-0.402	-0.237	0.000
10.550	-0.000	2.629	-0.277	-0.070	0.000

s (m)	fPL	fSE	fSR	fCA
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.528	-0.093	-1.420	-0.463	0.000
1.055	-0.183	-2.799	-0.912	0.000
1.583	-0.268	-4.101	-1.337	0.000
2.110	-0.346	-5.294	-1.726	0.000
2.638	-0.415	-6.351	-2.070	0.000
3.165	-0.474	-7.248	-2.362	0.000
3.693	-0.520	-7.965	-2.596	0.000
4.220	-0.555	-8.488	-2.767	0.000
4.748	-0.575	-8.806	-2.870	0.000
5.275	-0.582	-8.913	-2.905	0.000
5.803	-0.575	-8.806	-2.870	0.000
6.330	-0.555	-8.488	-2.767	0.000
6.858	-0.520	-7.965	-2.596	0.000
7.385	-0.474	-7.248	-2.362	0.000
7.913	-0.415	-6.351	-2.070	0.000
8.440	-0.346	-5.294	-1.726	0.000
8.968	-0.268	-4.101	-1.337	0.000
9.495	-0.183	-2.799	-0.912	0.000
10.023	-0.093	-1.420	-0.463	0.000
10.550	-0.000	-0.000	-0.000	0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fTB : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

fTP : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado desde el fraguado de la losa a tiempo infinito.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

fSR : máxima flecha debida a la acción de la carga variable fija.

fCA : máxima flecha debida a la acción de la carga variable móvil.

Valores dados en mm.

B) FLECHAS DIFERIDAS A TIEMPO INFINITO

s (m)	fPP	fTI	fSB	fPL	fSE
0.000	0.000	7.103	0.000	0.000	0.000
0.528	-1.285	10.571	0.000	-0.158	-2.374
1.055	-2.533	13.917	0.000	-0.311	-4.680
1.583	-3.711	18.401	0.000	-0.456	-6.858
2.110	-4.791	23.133	0.000	-0.589	-8.853
2.638	-5.747	27.339	0.000	-0.707	-10.620
3.165	-6.559	30.781	0.000	-0.806	-12.120
3.693	-7.208	33.457	0.000	-0.886	-13.319
4.220	-7.681	35.369	0.000	-0.944	-14.194
4.748	-7.969	36.516	0.000	-0.980	-14.726
5.275	-8.066	36.899	0.000	-0.992	-14.905
5.803	-7.969	36.516	0.000	-0.980	-14.726
6.330	-7.681	35.369	0.000	-0.944	-14.194
6.858	-7.208	33.457	0.000	-0.886	-13.319
7.385	-6.559	30.781	0.000	-0.806	-12.120
7.913	-5.747	27.339	0.000	-0.707	-10.620
8.440	-4.791	23.133	0.000	-0.589	-8.853
8.968	-3.711	18.401	0.000	-0.456	-6.858
9.495	-2.533	13.917	0.000	-0.311	-4.680
10.023	-1.285	10.571	0.000	-0.158	-2.374
10.550	-0.000	7.103	0.000	-0.000	-0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

Flecha tras tesar la viga (mm): 10.673

Máxima flecha tras hormigonar la losa (mm): 8.693

Máxima flecha tras entrar en servicio (mm): -3.125

Máxima flecha a tiempo infinito (mm): 8.566

PROYECTO DE JACENA

Listado generado el día 31-12-2008 a las 10:02:32.

Nombre de la sección: lr_llosa_coberta

DATOS DE DEFINICION DE LA JACENA

=====

PLANTA

Luz entre apoyos: 10.550 m

Vuelo en inicio: 0.000 m

Vuelo en final: 0.000 m

SECCION

Sección tipo genèrica con losa.

Definición de la sección :

Punto	x (cm)	y (cm)
-------	--------	--------

1	35.00	0.00
2	35.00	30.00
3	25.00	30.00
4	25.00	60.00

Definición de la losa :

A : 8.000 cm

B : 120.000 cm

MATERIALES

Hormigón de la jacena:

Nombre : HP-45

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 3258000.00000
Resistencia característica fck(T/m²) : 4591.79980
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la jacena:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica fyk(T/m²) : 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

Acero para la armadura activa de la jacena:

Nombre : Y1860S7

Tipo : Acero para pretensar.

Módulo de Young E (T/m²) : 19387760.00000
Resistencia característica fyk(T/m²) : 173660.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000

Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.03500
Deformación máxima adicional a la inicial : -0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.03500

Hormigón de la losa:

Nombre : HA-25

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 2782040.00000
Resistencia característica fck(T/m²) : 2551.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la losa:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica fyk(T/m²) : 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

ARMADURA PASIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 15.000
Diámetro de las barras (mm): 12.0
Longitud de recorte (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:4.0
Altura de las barras en la viga (cm): 37.000
Diámetro de las barras (mm): 12.0
Longitud de recorte (m): 0.000

ARMADURA ACTIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 55.000
Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 55.000
Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 3

Número de barras:3.0
Altura de las barras en la viga (cm): 10.000
Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 4

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 10.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 5

Número de barras:3.0
Altura de las barras en la viga (cm): 5.000
Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 6

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 5.000
Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

ARMADURA PASIVA EN LA LOSA

Numero de barras: 57
Diámetro de las barras: 10.000 mm
Altura de las barras en la losa: 5.000 cm

ACCIONES

1) Peso propio :

Densidad del hormigón(T/m³): 2.500

2) Carga permanente repartida :

Carga repartida permanente sobre la viga(T/m): 0.000
Momento torsor repartido permanente sobre la viga(mT/m): 0.000
Carga repartida permanente sobre la viga y la losa(T/m): 2.350

Momento torsor repartido permanente sobre la viga y la losa(mT/m): 0.822

3) Cargas permanentes puntuales fijas :

4) Carga variable repartida :

Carga repartida variable sobre la viga y la losa(T/m): 1.054

Momento torsor repartido variable sobre la viga y la losa(mT/m): 0.369

5) Cargas variables puntuales fijas :

6) Cargas variables puntuales móviles :

7) Pretensado :

Humedad del medio ambiente (%): 65.000

CALENDARIO

Día en que se hormigona la viga: 0.000

Día en que se transfiere el pretensado: 2.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la viga: 30.000

Día en que se hormigona la losa: 30.000

Número de días entre hormigonado y tesado: 3.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la losa: 33.000

COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Estado límite	Servicio		Ultimo	
	Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.
Peso Propio de la viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Peso Propio de la losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en losa	1.000	1.000	1.000	1.350

Carga variable en losa	0.000	1.000	0.000	1.500
Acción inst. del pretens.	0.950	1.050	1.000	1.000
Pérdidas de pretensado	1.000	1.000	1.000	1.350
Retracción de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Fluencia de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350

LISTADO DE ESFUERZOS

=====

LISTADO DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Mpp	Msb	Mpl	Mse	Msr	Mca
1	0.000	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000
2	0.528	2.379	0.000	0.634	6.212	2.788	0.000
3	1.055	4.508	0.000	1.202	11.770	5.282	0.000
4	1.583	6.386	0.000	1.703	16.675	7.482	0.000
5	2.110	8.014	0.000	2.137	20.925	9.389	0.000
6	2.638	9.391	0.000	2.504	24.521	11.003	0.000
7	3.165	10.518	0.000	2.805	27.464	12.324	0.000
8	3.693	11.395	0.000	3.039	29.753	13.351	0.000
9	4.220	12.021	0.000	3.206	31.387	14.084	0.000
10	4.748	12.396	0.000	3.306	32.368	14.524	0.000
11	5.275	12.522	0.000	3.339	32.695	14.671	0.000
12	5.803	12.396	0.000	3.306	32.368	14.524	0.000
13	6.330	12.021	0.000	3.206	31.387	14.084	0.000
14	6.858	11.395	0.000	3.039	29.753	13.351	0.000
15	7.385	10.518	0.000	2.805	27.464	12.324	0.000
16	7.913	9.391	0.000	2.504	24.521	11.003	0.000
17	8.440	8.014	0.000	2.137	20.925	9.389	0.000
18	8.968	6.386	0.000	1.703	16.675	7.482	0.000
19	9.495	4.508	0.000	1.202	11.770	5.282	0.000
20	10.023	2.379	0.000	0.634	6.212	2.788	0.000
21	10.550	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Mpp(mT): flector por peso propio de la viga.

Msb(mT): flector por carga permanente sobre la viga.

Mpl(mT): flector por peso propio de la losa.

Mse(mT): flector por carga permanente sobre la losa.

Msr(mT): flector por carga variable fija sobre la losa.

Mca(mT): flector por carga variable móvil.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

LISTADO DE ESFUERZOS DE PRETENSADO

Punto	s(m)	Nti	Mti	Ntb	Mtb	Ntp	Mtp
1	0.000	0.040	-0.003	-0.040	0.003	0.000	0.000
2	0.528	212.443	-13.657	-9.115	1.089	-23.988	3.787
3	1.055	249.623	-16.047	-12.184	1.291	-28.977	4.273
4	1.583	249.623	-16.047	-12.062	1.194	-28.304	3.871
5	2.110	249.623	-16.047	-11.957	1.109	-27.721	3.523
6	2.638	249.623	-16.047	-11.868	1.038	-27.228	3.228
7	3.165	249.623	-16.047	-11.795	0.980	-26.824	2.987
8	3.693	249.623	-16.047	-11.738	0.934	-26.510	2.799
9	4.220	249.623	-16.047	-11.697	0.902	-26.286	2.665
10	4.748	249.623	-16.047	-11.673	0.883	-26.152	2.585
11	5.275	249.623	-16.047	-11.665	0.876	-26.107	2.558
12	5.803	249.623	-16.047	-11.673	0.883	-26.152	2.585
13	6.330	249.623	-16.047	-11.697	0.902	-26.286	2.665
14	6.858	249.623	-16.047	-11.738	0.934	-26.510	2.799
15	7.385	249.623	-16.047	-11.795	0.980	-26.824	2.987
16	7.913	249.623	-16.047	-11.868	1.038	-27.228	3.228
17	8.440	249.623	-16.047	-11.957	1.109	-27.721	3.523
18	8.968	249.623	-16.047	-12.062	1.194	-28.304	3.871
19	9.495	249.623	-16.047	-12.184	1.291	-28.977	4.273
20	10.023	212.442	-13.657	-9.115	1.089	-23.988	3.787
21	10.550	0.040	-0.003	-0.040	0.003	0.000	0.000

Nti(T): axil por acción instantánea del pretensado.

Mti(mT): flector por acción instantánea del pretensado.

Ntb(T): axil por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Mtb(mT): flector por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Ntp(T): axil por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

Mtp(mT): flector por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

El axil positivo es el que induce compresión en la sección.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

CALCULO TENSIONAL

=====

Comprobación de la viga aislada:

Mínima tensión en fibra superior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 0.00

Máxima tensión en fibra inferior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 105.52

Comprobación en servicio:

Mínima tensión en fibra inferior de la viga en sección central (Kp/cm²): -23.47

Máxima tensión en fibra superior de la viga en sección central (Kp/cm²): 118.88

Máxima tensión en fibra superior de la losa en sección central (Kp/cm²): 68.70

Coefficiente de ancho eficaz en el cálculo tensional :1.00

CALCULO A ROTURA POR FLEXION

=====

Comprobación de la viga aislada:

Punto	s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K
1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	89.621	4.068	22.029
4	1.055	89.621	7.708	11.627
5	1.583	89.621	10.920	8.207
6	2.110	89.621	13.704	6.540
7	2.638	89.621	16.059	5.581

8	3.165	89.621	17.986	4.983
9	3.693	89.621	19.485	4.600
10	4.220	89.621	20.555	4.360
11	4.748	89.621	21.198	4.228
12	5.275	89.621	21.412	4.186
13	5.803	89.621	21.198	4.228
14	6.330	89.621	20.555	4.360
15	6.858	89.621	19.485	4.600
16	7.385	89.621	17.986	4.983
17	7.913	89.621	16.059	5.581
18	8.440	89.621	13.704	6.540
19	8.968	89.621	10.920	8.207
20	9.495	89.621	7.708	11.627
21	10.023	89.621	4.068	22.029
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

Comprobación en servicio:

Punto	s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K
1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	137.186	16.636	8.246
4	1.055	137.186	31.520	4.352
5	1.583	137.186	44.654	3.072
6	2.110	137.186	56.036	2.448
7	2.638	137.186	65.668	2.089
8	3.165	137.186	73.548	1.865
9	3.693	137.186	79.677	1.722
10	4.220	137.186	84.055	1.632
11	4.748	137.186	86.681	1.583
12	5.275	137.186	87.557	1.567
13	5.803	137.186	86.681	1.583
14	6.330	137.186	84.055	1.632
15	6.858	137.186	79.677	1.722
16	7.385	137.186	73.548	1.865

17	7.913	137.186	65.668	2.089
18	8.440	137.186	56.036	2.448
19	8.968	137.186	44.654	3.072
20	9.495	137.186	31.520	4.352
21	10.023	137.186	16.636	8.246
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

s(m): Distancia del punto al inicio de la viga.

Mu : momento flector último de la sección.

Md : momento de cálculo en estado límite último.

K : coeficiente de seguridad Mu/Md.

Coeficiente de ancho eficaz en el cálculo en rotura :1.00

CALCULO A CORTANTE DE LA JACENA

=====

LISTADO DE CORTANTES DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Vpp	Vsb	Vpl	Vse	Vsr	Vca
1	0.000	4.747	0.000	1.266	12.396	5.562	0.000
2	0.528	4.273	0.000	1.139	11.157	5.020	0.000
3	1.055	3.798	0.000	1.013	9.917	4.506	0.000
4	1.583	3.323	0.000	0.886	8.677	4.019	0.000
5	2.110	2.849	0.000	0.760	7.438	3.560	0.000
6	2.638	2.374	0.000	0.633	6.198	3.129	0.000
7	3.165	1.899	0.000	0.506	4.958	2.726	0.000
8	3.693	1.424	0.000	0.380	3.719	2.350	0.000
9	4.220	0.950	0.000	0.253	2.479	2.002	0.000
10	4.748	0.475	0.000	0.127	1.240	1.683	0.000
11	5.275	0.000	0.000	0.000	0.000	1.391	0.000
12	5.803	0.475	0.000	0.127	1.240	1.683	0.000
13	6.330	0.949	0.000	0.253	2.479	2.002	0.000
14	6.858	1.424	0.000	0.380	3.719	2.350	0.000
15	7.385	1.899	0.000	0.506	4.958	2.726	0.000

16	7.913	2.374	0.000	0.633	6.198	3.129	0.000
17	8.440	2.848	0.000	0.760	7.438	3.560	0.000
18	8.968	3.323	0.000	0.886	8.677	4.019	0.000
19	9.495	3.798	0.000	1.013	9.917	4.506	0.000
20	10.023	4.273	0.000	1.139	11.157	5.020	0.000
21	10.550	4.747	0.000	1.266	12.396	5.562	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vpp(T): cortante máximo por peso propio de la viga.

Vsb(T): cortante máximo por carga permanente sobre la viga.

Vpl(T): cortante máximo por peso propio de la losa.

Vse(T): cortante máximo por carga permanente sobre la losa.

Vsr(T): cortante máximo por carga variable fija sobre la losa.

Vca(T): cortante máximo por carga variable móvil sobre la losa.

LISTADO DE CORTANTES EFECTIVOS DE CALCULO

Punto	s(m)	Vrd1	Vrd2	Vrd
1	0.000	8.118	25.079	33.197
2	0.528	7.306	22.592	29.898
3	1.055	6.495	20.146	26.641
4	1.583	5.683	17.743	23.426
5	2.110	4.871	15.381	20.252
6	2.638	4.059	13.061	17.120
7	3.165	3.247	10.782	14.030
8	3.693	2.435	8.546	10.981
9	4.220	1.624	6.351	7.974
10	4.748	0.812	4.197	5.009
11	5.275	0.000	2.086	2.086
12	5.803	0.812	4.197	5.009
13	6.330	1.624	6.351	7.974
14	6.858	2.435	8.546	10.981
15	7.385	3.247	10.782	14.030
16	7.913	4.059	13.061	17.120
17	8.440	4.871	15.381	20.252

18	8.968	5.683	17.743	23.426
19	9.495	6.495	20.146	26.641
20	10.023	7.306	22.592	29.898
21	10.550	8.118	25.079	33.197

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd1(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga aislada.

Vrd2(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga+losa.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR COMPRESION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	8.118	298.467	0.027
2	0.528	7.306	298.467	0.024
3	1.055	6.495	298.467	0.022
4	1.583	5.683	298.467	0.019
5	2.110	4.871	298.467	0.016
6	2.638	4.059	298.467	0.014
7	3.165	3.247	298.467	0.011
8	3.693	2.435	298.467	0.008
9	4.220	1.624	298.467	0.005
10	4.748	0.812	298.467	0.003
11	5.275	0.000	298.467	0.000
12	5.803	0.812	298.467	0.003
13	6.330	1.624	298.467	0.005
14	6.858	2.435	298.467	0.008
15	7.385	3.247	298.467	0.011
16	7.913	4.059	298.467	0.014
17	8.440	4.871	298.467	0.016
18	8.968	5.683	298.467	0.019
19	9.495	6.495	298.467	0.022

20	10.023	7.306	298.467	0.024
21	10.550	8.118	298.467	0.027

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	33.197	335.201	0.099
2	0.528	29.898	335.201	0.089
3	1.055	26.641	335.201	0.079
4	1.583	23.426	335.201	0.070
5	2.110	20.252	335.201	0.060
6	2.638	17.120	335.201	0.051
7	3.165	14.030	335.201	0.042
8	3.693	10.981	335.201	0.033
9	4.220	7.974	335.201	0.024
10	4.748	5.009	335.201	0.015
11	5.275	2.086	335.201	0.006
12	5.803	5.009	335.201	0.015
13	6.330	7.974	335.201	0.024
14	6.858	10.981	335.201	0.033
15	7.385	14.030	335.201	0.042
16	7.913	17.120	335.201	0.051
17	8.440	20.252	335.201	0.060
18	8.968	23.426	335.201	0.070
19	9.495	26.641	335.201	0.079
20	10.023	29.898	335.201	0.089
21	10.550	33.197	335.201	0.099

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vu1(T): cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR TRACCION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	8.118	10.882	0.000	0.000	7.500
2	0.528	7.306	18.210	0.000	0.000	7.500
3	1.055	6.495	24.311	0.000	0.000	7.500
4	1.583	5.683	24.311	0.000	0.000	7.500
5	2.110	4.871	24.311	0.000	0.000	7.500
6	2.638	4.059	24.311	0.000	0.000	7.500
7	3.165	3.247	24.311	0.000	0.000	7.500
8	3.693	2.435	24.311	0.000	0.000	7.500
9	4.220	1.624	24.311	0.000	0.000	7.500
10	4.748	0.812	24.311	0.000	0.000	7.500
11	5.275	0.000	24.311	0.000	0.000	7.500
12	5.803	0.812	24.311	0.000	0.000	7.500
13	6.330	1.624	24.311	0.000	0.000	7.500
14	6.858	2.435	24.311	0.000	0.000	7.500
15	7.385	3.247	24.311	0.000	0.000	7.500
16	7.913	4.059	24.311	0.000	0.000	7.500
17	8.440	4.871	24.311	0.000	0.000	7.500
18	8.968	5.683	24.311	0.000	0.000	7.500
19	9.495	6.495	24.311	0.000	0.000	7.500
20	10.023	7.306	18.210	0.000	0.000	7.500
21	10.550	8.118	10.882	0.000	0.000	7.500

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	33.197	12.345	20.852	11.353	10.950
2	0.528	29.898	27.354	2.544	1.385	10.950
3	1.055	26.641	27.857	0.000	0.000	10.950
4	1.583	23.426	27.857	0.000	0.000	10.950
5	2.110	20.252	27.857	0.000	0.000	10.950

6	2.638	17.120	27.857	0.000	0.000	10.950
7	3.165	14.030	27.857	0.000	0.000	10.950
8	3.693	10.981	27.857	0.000	0.000	10.950
9	4.220	7.974	27.857	0.000	0.000	10.950
10	4.748	5.009	27.857	0.000	0.000	10.950
11	5.275	2.086	27.857	0.000	0.000	10.950
12	5.803	5.009	27.857	0.000	0.000	10.950
13	6.330	7.974	27.857	0.000	0.000	10.950
14	6.858	10.981	27.857	0.000	0.000	10.950
15	7.385	14.030	27.857	0.000	0.000	10.950
16	7.913	17.120	27.857	0.000	0.000	10.950
17	8.440	20.252	27.857	0.000	0.000	10.950
18	8.968	23.426	27.857	0.000	0.000	10.950
19	9.495	26.641	27.857	0.000	0.000	10.950
20	10.023	29.898	27.354	2.544	1.385	10.950
21	10.550	33.197	12.345	20.852	11.353	10.950

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vcu(T): contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Vsu(T): contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a cortante.

As(cm²/m): área de la armadura transversal de cálculo.

Asmin(cm²/m): área de la cuantía mínima de la armadura transversal de cortante.

LISTADO DE FLECHAS

=====

Coefficientes de seguridad empleados : unitarios.

A) FLECHAS INSTANTANEAS

s (m)	fPP	fTI	fTB	fTP	fSB
0.000	0.000	0.346	0.035	0.090	0.000
0.528	-0.717	1.369	-0.021	-0.011	0.000
1.055	-1.413	2.574	-0.092	-0.129	0.000

1.583	-2.071	3.664	-0.153	-0.228	0.000
2.110	-2.673	4.609	-0.202	-0.305	0.000
2.638	-3.207	5.409	-0.240	-0.365	0.000
3.165	-3.660	6.063	-0.270	-0.411	0.000
3.693	-4.022	6.572	-0.292	-0.443	0.000
4.220	-4.286	6.935	-0.307	-0.465	0.000
4.748	-4.447	7.153	-0.315	-0.478	0.000
5.275	-4.501	7.226	-0.318	-0.482	0.000
5.803	-4.447	7.153	-0.315	-0.478	0.000
6.330	-4.286	6.935	-0.307	-0.465	0.000
6.858	-4.022	6.572	-0.292	-0.443	0.000
7.385	-3.660	6.063	-0.270	-0.411	0.000
7.913	-3.207	5.409	-0.240	-0.365	0.000
8.440	-2.673	4.609	-0.202	-0.305	0.000
8.968	-2.071	3.664	-0.153	-0.228	0.000
9.495	-1.413	2.574	-0.092	-0.129	0.000
10.023	-0.717	1.369	-0.021	-0.011	0.000
10.550	-0.000	0.346	0.035	0.090	0.000

s (m)	fPL	fSE	fSR	fCA
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.528	-0.145	-0.704	-0.316	0.000
1.055	-0.286	-1.387	-0.622	0.000
1.583	-0.419	-2.033	-0.912	0.000
2.110	-0.541	-2.625	-1.177	0.000
2.638	-0.648	-3.149	-1.412	0.000
3.165	-0.740	-3.594	-1.611	0.000
3.693	-0.813	-3.950	-1.771	0.000
4.220	-0.867	-4.209	-1.887	0.000
4.748	-0.899	-4.367	-1.958	0.000
5.275	-0.910	-4.420	-1.982	0.000
5.803	-0.899	-4.367	-1.958	0.000
6.330	-0.867	-4.209	-1.887	0.000
6.858	-0.813	-3.950	-1.771	0.000
7.385	-0.740	-3.594	-1.611	0.000
7.913	-0.648	-3.149	-1.412	0.000

8.440	-0.541	-2.625	-1.177	0.000
8.968	-0.419	-2.033	-0.912	0.000
9.495	-0.286	-1.387	-0.622	0.000
10.023	-0.145	-0.704	-0.316	0.000
10.550	-0.000	-0.000	-0.000	0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fTB : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

fTP : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado desde el fraguado de la losa a tiempo infinito.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

fSR : máxima flecha debida a la acción de la carga variable fija.

fCA : máxima flecha debida a la acción de la carga variable móvil.

Valores dados en mm.

B) FLECHAS DIFERIDAS A TIEMPO INFINITO

s (m)	fPP	fTI	fSB	fPL	fSE
0.000	0.000	0.748	0.000	0.000	0.000
0.528	-1.548	2.958	0.000	-0.248	-1.185
1.055	-3.052	5.559	0.000	-0.490	-2.336
1.583	-4.472	7.914	0.000	-0.718	-3.423
2.110	-5.774	9.955	0.000	-0.927	-4.420
2.638	-6.927	11.682	0.000	-1.112	-5.302
3.165	-7.905	13.095	0.000	-1.269	-6.051
3.693	-8.687	14.194	0.000	-1.395	-6.650
4.220	-9.258	14.979	0.000	-1.486	-7.087
4.748	-9.605	15.450	0.000	-1.542	-7.353
5.275	-9.722	15.607	0.000	-1.561	-7.442
5.803	-9.605	15.450	0.000	-1.542	-7.353
6.330	-9.258	14.979	0.000	-1.486	-7.087

6.858	-8.687	14.194	0.000	-1.395	-6.650
7.385	-7.905	13.095	0.000	-1.269	-6.051
7.913	-6.927	11.682	0.000	-1.112	-5.302
8.440	-5.774	9.955	0.000	-0.927	-4.420
8.968	-4.472	7.914	0.000	-0.718	-3.423
9.495	-3.052	5.559	0.000	-0.490	-2.336
10.023	-1.548	2.958	0.000	-0.248	-1.185
10.550	-0.000	0.748	0.000	-0.000	-0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

Flecha tras tesar la viga (mm): 2.725

Máxima flecha tras hormigonar la losa (mm): 1.497

Máxima flecha tras entrar en servicio (mm): -4.905

Máxima flecha a tiempo infinito (mm): -8.505

PROYECTO DE JACENA

Listado generado el día 31-12-2008 a las 09:47:50.

Nombre de la sección: tr_llosa_coberta

DATOS DE DEFINICION DE LA JACENA

=====

PLANTA

Luz entre apoyos: 10.550 m

Vuelo en inicio: 0.000 m

Vuelo en final: 0.000 m

SECCION

Sección tipo genèrica con losa.

Definición de la sección :

Punto	x (cm)	y (cm)
-------	--------	--------

1	25.00	0.00
2	25.00	10.00
3	45.00	10.00
4	45.00	40.00
5	25.00	40.00
6	25.00	70.00

Definición de la losa :

A : 8.000 cm

B : 120.000 cm

MATERIALES

Hormigón de la jacena:

Nombre : HP-45

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 3258000.00000
Resistencia característica fck(T/m²) : 4591.79980
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la jacena:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica fyk(T/m²) : 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

Acero para la armadura activa de la jacena:

Nombre : Y1860S7

Tipo : Acero para pretensar.

Módulo de Young E (T/m²) : 19387760.00000

Resistencia característica $f_{yk}(T/m^2)$: 173660.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.03500
Deformación máxima adicional a la inicial : -0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.03500

Hormigón de la losa:

Nombre : HA-25

Tipo : Hormigón.

Módulo de Young E (T/m²) : 2782040.00000
Resistencia característica $f_{ck}(T/m^2)$: 2551.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.50000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.30000
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo : 0.00200

Acero para la armadura pasiva de la losa:

Nombre : B500S

Tipo : Acero de dureza natural.

Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00000
Resistencia característica $f_{yk}(T/m^2)$: 51020.00000
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.15000
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.00000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000

ARMADURA PASIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 15.000

Diámetro de las barras (mm): 12.0

Longitud de recorte (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:4.0

Altura de las barras en la viga (cm): 37.000

Diámetro de las barras (mm): 12.0

Longitud de recorte (m): 0.000

ARMADURA ACTIVA EN LA JACENA

Fila 1

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 65.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 2

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 65.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 3

Número de barras:2.0

Altura de las barras en la viga (cm): 60.000

Area de acero de cada una de las barras (cm²):1.4

Tensión de tesado (Kp/cm²): 13260.0

Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 4

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 15.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 5

Número de barras:6.0
Altura de las barras en la viga (cm): 10.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 6

Número de barras:2.0
Altura de las barras en la viga (cm): 10.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.700

Fila 7

Número de barras:4.0
Altura de las barras en la viga (cm): 5.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.000

Fila 8

Número de barras:4.0
Altura de las barras en la viga (cm): 5.000
Area de acero de cada una de las barras (cm2):1.4
Tensión de tesado (Kp/cm2): 13260.0
Longitud de entubación (m): 0.900

ARMADURA PASIVA EN LA LOSA

Numero de barras: 57

Diámetro de las barras: 10.000 mm

Altura de las barras en la losa: 5.000 cm

ACCIONES

1) Peso propio :

Densidad del hormigón(T/m³): 2.500

2) Carga permanente repartida :

Carga repartida permanente sobre la viga(T/m): 0.000

Momento torsor repartido permanente sobre la viga(mT/m): 0.000

Carga repartida permanente sobre la viga y la losa(T/m): 4.700

Momento torsor repartido permanente sobre la viga y la losa(mT/m): 0.000

3) Cargas permanentes puntuales fijas :

4) Carga variable repartida :

Carga repartida variable sobre la viga y la losa(T/m): 2.100

Momento torsor repartido variable sobre la viga y la losa(mT/m): 0.000

5) Cargas variables puntuales fijas :

6) Cargas variables puntuales móviles :

7) Pretensado :

Humedad del medio ambiente (%): 65.000

CALENDARIO

Día en que se hormigona la viga: 0.000

Día en que se transfiere el pretensado: 2.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la viga: 30.000

Día en que se hormigona la losa: 30.000

Número de días entre hormigonado y tesado: 3.000

Día en que se aplica la carga permanente sobre la losa: 33.000

COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Estado límite Coeficiente	Servicio		Ultimo	
	Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.

Peso Propio de la viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Peso Propio de la losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en viga	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga permanente en losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Carga variable en losa	0.000	1.000	0.000	1.500
Acción inst. del pretens.	0.950	1.050	1.000	1.000
Pérdidas de pretensado	1.000	1.000	1.000	1.350
Retracción de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350
Fluencia de viga y losa	1.000	1.000	1.000	1.350

LISTADO DE ESFUERZOS

=====

LISTADO DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Mpp	Msb	Mpl	Mse	Msr	Mca
1	0.000	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000
2	0.528	3.106	0.000	0.634	12.424	5.551	0.000
3	1.055	5.885	0.000	1.202	23.540	10.518	0.000
4	1.583	8.337	0.000	1.703	33.349	14.901	0.000
5	2.110	10.462	0.000	2.137	41.850	18.699	0.000
6	2.638	12.261	0.000	2.504	49.043	21.913	0.000
7	3.165	13.732	0.000	2.805	54.928	24.542	0.000

8	3.693	14.876	0.000	3.039	59.505	26.587	0.000
9	4.220	15.694	0.000	3.206	62.775	28.048	0.000
10	4.748	16.184	0.000	3.306	64.736	28.925	0.000
11	5.275	16.348	0.000	3.339	65.390	29.217	0.000
12	5.803	16.184	0.000	3.306	64.736	28.925	0.000
13	6.330	15.694	0.000	3.206	62.775	28.048	0.000
14	6.858	14.876	0.000	3.039	59.505	26.587	0.000
15	7.385	13.732	0.000	2.805	54.928	24.542	0.000
16	7.913	12.261	0.000	2.504	49.043	21.913	0.000
17	8.440	10.462	0.000	2.137	41.850	18.699	0.000
18	8.968	8.337	0.000	1.703	33.349	14.901	0.000
19	9.495	5.885	0.000	1.202	23.540	10.518	0.000
20	10.023	3.106	0.000	0.634	12.424	5.551	0.000
21	10.550	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Mpp(mT): flector por peso propio de la viga.

Msb(mT): flector por carga permanente sobre la viga.

Mpl(mT): flector por peso propio de la losa.

Mse(mT): flector por carga permanente sobre la losa.

Msr(mT): flector por carga variable fija sobre la losa.

Mca(mT): flector por carga variable móvil.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

LISTADO DE ESFUERZOS DE PRETENSADO

Punto	s(m)	Nti	Mti	Ntb	Mtb	Ntp	Mtp
1	0.000	0.052	-0.003	-0.052	0.003	0.000	0.000
2	0.528	273.141	-14.270	-10.638	1.129	-28.578	3.703
3	1.055	355.201	-26.041	-20.576	3.122	-46.459	8.097
4	1.583	422.575	-43.793	-25.920	4.783	-53.652	10.587
5	2.110	422.575	-43.793	-25.693	4.629	-52.161	9.737
6	2.638	422.575	-43.793	-25.500	4.499	-50.898	9.018
7	3.165	422.575	-43.793	-25.342	4.393	-49.866	8.430
8	3.693	422.575	-43.793	-25.219	4.310	-49.062	7.972

9	4.220	422.575	-43.793	-25.132	4.251	-48.489	7.645
10	4.748	422.575	-43.793	-25.079	4.215	-48.144	7.449
11	5.275	422.575	-43.793	-25.062	4.203	-48.030	7.384
12	5.803	422.575	-43.793	-25.079	4.215	-48.144	7.449
13	6.330	422.575	-43.793	-25.132	4.251	-48.489	7.645
14	6.858	422.575	-43.793	-25.219	4.310	-49.062	7.972
15	7.385	422.575	-43.793	-25.342	4.393	-49.866	8.430
16	7.913	422.575	-43.793	-25.500	4.499	-50.898	9.018
17	8.440	422.575	-43.793	-25.693	4.629	-52.161	9.737
18	8.968	422.575	-43.793	-25.920	4.783	-53.652	10.587
19	9.495	355.201	-26.041	-20.576	3.122	-46.459	8.097
20	10.023	273.140	-14.270	-10.638	1.129	-28.578	3.703
21	10.550	0.051	-0.003	-0.051	0.003	0.000	0.000

Nti(T): axil por acción instantánea del pretensado.

Mti(mT): flector por acción instantánea del pretensado.

Ntb(T): axil por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Mtb(mT): flector por pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

Ntp(T): axil por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

Mtp(mT): flector por pérdidas de pret. del fraguado de la losa a tiempo infinito.

El axil positivo es el que induce compresión en la sección.

El flector positivo es el que comprime la fibra superior de la sección.

CALCULO TENSIONAL

=====

Comprobación de la viga aislada:

Mínima tensión en fibra superior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 0.00

Máxima tensión en fibra inferior de la viga en sección de apoyos (Kp/cm²): 171.67

Comprobación en servicio:

Mínima tensión en fibra inferior de la viga en sección central (Kp/cm²): -11.26

Máxima tensión en fibra superior de la viga en sección central (Kp/cm²): 123.38

Máxima tensión en fibra superior de la losa en sección central (Kp/cm²): 111.36

Coefficiente de ancho eficaz en el cálculo tensional :1.00

CALCULO A ROTURA POR FLEXION

=====

Comprobación de la viga aislada:

Punto s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K	
1	-0.000	0.000	100.000	
2	0.000	0.000	100.000	
3	0.528	120.946	5.050	23.951
4	1.055	161.992	9.568	16.931
5	1.583	161.992	13.554	11.951
6	2.110	161.992	17.009	9.524
7	2.638	161.992	19.933	8.127
8	3.165	161.992	22.325	7.256
9	3.693	161.992	24.185	6.698
10	4.220	161.992	25.514	6.349
11	4.748	161.992	26.311	6.157
12	5.275	161.992	26.577	6.095
13	5.803	161.992	26.311	6.157
14	6.330	161.992	25.514	6.349
15	6.858	161.992	24.185	6.698
16	7.385	161.992	22.325	7.256
17	7.913	161.992	19.933	8.127
18	8.440	161.992	17.009	9.524
19	8.968	161.992	13.554	11.951
20	9.495	161.992	9.568	16.931
21	10.023	120.946	5.050	23.951
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

Comprobación en servicio:

Punto s (m)	Mu (mT)	Md (mT)	K
-------------	---------	---------	---

1	-0.000	0.000	0.000	100.000
2	0.000	0.000	0.000	100.000
3	0.528	187.073	30.149	6.205
4	1.055	255.955	57.124	4.481
5	1.583	255.955	80.926	3.163
6	2.110	255.955	101.555	2.520
7	2.638	255.955	119.009	2.151
8	3.165	255.955	133.290	1.920
9	3.693	255.955	144.398	1.773
10	4.220	255.955	152.332	1.680
11	4.748	255.955	157.092	1.629
12	5.275	255.955	158.679	1.613
13	5.803	255.955	157.092	1.629
14	6.330	255.955	152.332	1.680
15	6.858	255.955	144.398	1.773
16	7.385	255.955	133.290	1.920
17	7.913	255.955	119.009	2.151
18	8.440	255.955	101.555	2.520
19	8.968	255.955	80.926	3.163
20	9.495	255.955	57.124	4.481
21	10.023	187.073	30.149	6.205
22	10.550	0.000	0.000	100.000
23	10.550	0.000	0.000	100.000

s(m): Distancia del punto al inicio de la viga.

Mu : momento flector último de la sección.

Md : momento de cálculo en estado límite último.

K : coeficiente de seguridad Mu/Md.

Coeficiente de ancho eficaz en el cálculo en rotura :1.00

CALCULO A CORTANTE DE LA JACENA

=====

LISTADO DE CORTANTES DE LAS ACCIONES EXTERIORES

Punto	s(m)	Vpp	Vsb	Vpl	Vse	Vsr	Vca
-------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----

1	0.000	6.198	0.000	1.266	24.792	11.078	0.000
2	0.528	5.578	0.000	1.139	22.313	9.997	0.000
3	1.055	4.958	0.000	1.013	19.834	8.973	0.000
4	1.583	4.339	0.000	0.886	17.355	8.003	0.000
5	2.110	3.719	0.000	0.760	14.875	7.090	0.000
6	2.638	3.099	0.000	0.633	12.396	6.231	0.000
7	3.165	2.479	0.000	0.506	9.917	5.428	0.000
8	3.693	1.859	0.000	0.380	7.438	4.680	0.000
9	4.220	1.240	0.000	0.253	4.959	3.988	0.000
10	4.748	0.620	0.000	0.127	2.479	3.351	0.000
11	5.275	0.000	0.000	0.000	0.000	2.769	0.000
12	5.803	0.620	0.000	0.127	2.479	3.351	0.000
13	6.330	1.240	0.000	0.253	4.958	3.988	0.000
14	6.858	1.859	0.000	0.380	7.438	4.680	0.000
15	7.385	2.479	0.000	0.506	9.917	5.428	0.000
16	7.913	3.099	0.000	0.633	12.396	6.231	0.000
17	8.440	3.719	0.000	0.760	14.875	7.090	0.000
18	8.968	4.339	0.000	0.886	17.355	8.003	0.000
19	9.495	4.958	0.000	1.013	19.834	8.973	0.000
20	10.023	5.578	0.000	1.139	22.313	9.997	0.000
21	10.550	6.198	0.000	1.266	24.792	11.077	0.000

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vpp(T): cortante máximo por peso propio de la viga.

Vsb(T): cortante máximo por carga permanente sobre la viga.

Vpl(T): cortante máximo por peso propio de la losa.

Vse(T): cortante máximo por carga permanente sobre la losa.

Vsr(T): cortante máximo por carga variable fija sobre la losa.

Vca(T): cortante máximo por carga variable móvil sobre la losa.

LISTADO DE CORTANTES EFECTIVOS DE CALCULO

Punto	s(m)	Vrd1	Vrd2	Vrd
1	0.000	10.077	50.086	60.163

2	0.528	9.069	45.119	54.188
3	1.055	8.061	40.235	48.296
4	1.583	7.054	35.434	42.488
5	2.110	6.046	30.716	36.762
6	2.638	5.038	26.082	31.120
7	3.165	4.031	21.530	25.561
8	3.693	3.023	17.061	20.084
9	4.220	2.015	12.676	14.691
10	4.748	1.008	8.373	9.381
11	5.275	0.000	4.154	4.154
12	5.803	1.008	8.373	9.381
13	6.330	2.015	12.676	14.691
14	6.858	3.023	17.061	20.084
15	7.385	4.031	21.530	25.561
16	7.913	5.038	26.082	31.120
17	8.440	6.046	30.716	36.762
18	8.968	7.054	35.434	42.488
19	9.495	8.061	40.235	48.296
20	10.023	9.069	45.119	54.188
21	10.550	10.077	50.086	60.163

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd1(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga aislada.

Vrd2(T): cortante efectivo máximo actuante sobre la viga+losa.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR COMPRESION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	10.077	298.467	0.034
2	0.528	9.069	298.467	0.030
3	1.055	8.061	298.467	0.027

4	1.583	7.054	298.467	0.024
5	2.110	6.046	298.467	0.020
6	2.638	5.038	298.467	0.017
7	3.165	4.031	298.467	0.014
8	3.693	3.023	298.467	0.010
9	4.220	2.015	298.467	0.007
10	4.748	1.008	298.467	0.003
11	5.275	0.000	298.467	0.000
12	5.803	1.008	298.467	0.003
13	6.330	2.015	298.467	0.007
14	6.858	3.023	298.467	0.010
15	7.385	4.031	298.467	0.014
16	7.913	5.038	298.467	0.017
17	8.440	6.046	298.467	0.020
18	8.968	7.054	298.467	0.024
19	9.495	8.061	298.467	0.027
20	10.023	9.069	298.467	0.030
21	10.550	10.077	298.467	0.034

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vu1	Vrd/Vu1
1	0.000	60.163	335.201	0.179
2	0.528	54.188	335.201	0.162
3	1.055	48.296	335.201	0.144
4	1.583	42.488	335.201	0.127
5	2.110	36.762	335.201	0.110
6	2.638	31.120	335.201	0.093
7	3.165	25.561	335.201	0.076
8	3.693	20.084	335.201	0.060
9	4.220	14.691	335.201	0.044
10	4.748	9.381	335.201	0.028
11	5.275	4.154	335.201	0.012
12	5.803	9.381	335.201	0.028
13	6.330	14.691	335.201	0.044

14	6.858	20.084	335.201	0.060
15	7.385	25.561	335.201	0.076
16	7.913	31.120	335.201	0.093
17	8.440	36.762	335.201	0.110
18	8.968	42.488	335.201	0.127
19	9.495	48.296	335.201	0.144
20	10.023	54.188	335.201	0.162
21	10.550	60.163	335.201	0.179

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vu1(T): cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

COMPROBACION DE ROTURA POR CORTANTE POR TRACCION EN EL ALMA

Cálculo de la sección de la viga aislada

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	10.077	10.882	0.000	0.000	7.500
2	0.528	9.069	18.131	0.000	0.000	7.500
3	1.055	8.061	24.610	0.000	0.000	7.500
4	1.583	7.054	25.307	0.000	0.000	7.500
5	2.110	6.046	25.307	0.000	0.000	7.500
6	2.638	5.038	25.307	0.000	0.000	7.500
7	3.165	4.031	25.307	0.000	0.000	7.500
8	3.693	3.023	25.307	0.000	0.000	7.500
9	4.220	2.015	25.307	0.000	0.000	7.500
10	4.748	1.008	25.307	0.000	0.000	7.500
11	5.275	0.000	25.307	0.000	0.000	7.500
12	5.803	1.008	25.307	0.000	0.000	7.500
13	6.330	2.015	25.307	0.000	0.000	7.500
14	6.858	3.023	25.307	0.000	0.000	7.500
15	7.385	4.031	25.307	0.000	0.000	7.500
16	7.913	5.038	25.307	0.000	0.000	7.500

17	8.440	6.046	25.307	0.000	0.000	7.500
18	8.968	7.054	25.307	0.000	0.000	7.500
19	9.495	8.061	24.610	0.000	0.000	7.500
20	10.023	9.069	18.131	0.000	0.000	7.500
21	10.550	10.077	10.882	0.000	0.000	7.500

Cálculo de la sección de la viga+losa

Punto	s(m)	Vrd	Vcu	Vsu	As	Asmin
1	0.000	60.163	12.345	47.817	26.034	10.950
2	0.528	54.188	27.311	26.877	14.633	10.950
3	1.055	48.296	28.172	20.125	10.957	10.950
4	1.583	42.488	28.912	13.576	7.391	10.950
5	2.110	36.762	28.912	7.850	4.274	10.950
6	2.638	31.120	28.912	2.208	1.202	10.950
7	3.165	25.561	28.912	0.000	0.000	10.950
8	3.693	20.084	28.912	0.000	0.000	10.950
9	4.220	14.691	28.912	0.000	0.000	10.950
10	4.748	9.381	28.912	0.000	0.000	10.950
11	5.275	4.154	28.912	0.000	0.000	10.950
12	5.803	9.381	28.912	0.000	0.000	10.950
13	6.330	14.691	28.912	0.000	0.000	10.950
14	6.858	20.084	28.912	0.000	0.000	10.950
15	7.385	25.561	28.912	0.000	0.000	10.950
16	7.913	31.120	28.912	2.208	1.202	10.950
17	8.440	36.762	28.912	7.850	4.274	10.950
18	8.968	42.488	28.912	13.576	7.391	10.950
19	9.495	48.296	28.172	20.125	10.957	10.950
20	10.023	54.188	27.311	26.877	14.633	10.950
21	10.550	60.163	12.345	47.817	26.034	10.950

s(m): Distancia del punto al primer eje de apoyos.

Vrd(T): cortante efectivo máximo total.

Vcu(T): contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Vsu(T): contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a cortante.

As(cm2/m): área de la armadura transversal de cálculo.

Asmin(cm2/m): área de la cuantía mínima de la armadura transversal de cortante.

LISTADO DE FLECHAS

=====

Coefficientes de seguridad empleados : unitarios.

A) FLECHAS INSTANTANEAS

s (m)	fPP	fTI	ftB	ftp	fSB
0.000	0.000	2.459	-0.191	-0.084	0.000
0.528	-0.527	3.295	-0.222	-0.135	0.000
1.055	-1.038	4.009	-0.294	-0.249	0.000
1.583	-1.521	5.506	-0.430	-0.414	0.000
2.110	-1.963	6.988	-0.558	-0.560	0.000
2.638	-2.355	8.242	-0.664	-0.673	0.000
3.165	-2.688	9.268	-0.748	-0.760	0.000
3.693	-2.954	10.066	-0.812	-0.824	0.000
4.220	-3.148	10.636	-0.857	-0.867	0.000
4.748	-3.266	10.978	-0.884	-0.892	0.000
5.275	-3.306	11.092	-0.893	-0.900	0.000
5.803	-3.266	10.978	-0.884	-0.892	0.000
6.330	-3.148	10.636	-0.857	-0.867	0.000
6.858	-2.954	10.066	-0.812	-0.824	0.000
7.385	-2.688	9.268	-0.748	-0.760	0.000
7.913	-2.355	8.242	-0.664	-0.673	0.000
8.440	-1.963	6.988	-0.558	-0.560	0.000
8.968	-1.521	5.506	-0.430	-0.414	0.000
9.495	-1.038	4.009	-0.294	-0.249	0.000
10.023	-0.527	3.295	-0.222	-0.135	0.000
10.550	-0.000	2.459	-0.191	-0.084	0.000

s (m)	fPL	fSE	fSR	fCA
-------	-----	-----	-----	-----

0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.528	-0.093	-0.961	-0.429	0.000
1.055	-0.184	-1.894	-0.846	0.000
1.583	-0.270	-2.776	-1.239	0.000
2.110	-0.348	-3.583	-1.600	0.000
2.638	-0.417	-4.299	-1.919	0.000
3.165	-0.476	-4.906	-2.190	0.000
3.693	-0.523	-5.391	-2.407	0.000
4.220	-0.558	-5.745	-2.565	0.000
4.748	-0.579	-5.961	-2.661	0.000
5.275	-0.586	-6.033	-2.694	0.000
5.803	-0.579	-5.961	-2.661	0.000
6.330	-0.558	-5.745	-2.565	0.000
6.858	-0.523	-5.391	-2.407	0.000
7.385	-0.476	-4.906	-2.190	0.000
7.913	-0.417	-4.299	-1.919	0.000
8.440	-0.348	-3.583	-1.600	0.000
8.968	-0.270	-2.776	-1.239	0.000
9.495	-0.184	-1.894	-0.846	0.000
10.023	-0.093	-0.961	-0.429	0.000
10.550	-0.000	-0.000	-0.000	0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fTB : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa.

fTP : máxima flecha debida a la acción de las pérdidas de pretensado desde el fraguado de la losa a tiempo infinito.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

fSR : máxima flecha debida a la acción de la carga variable fija.

fCA : máxima flecha debida a la acción de la carga variable móvil.

Valores dados en mm.

B) FLECHAS DIFERIDAS A TIEMPO INFINITO

s (m)	fPP	fTI	fSB	fPL	fSE
0.000	0.000	6.035	0.000	0.000	0.000
0.528	-1.292	8.087	0.000	-0.159	-1.607
1.055	-2.548	9.840	0.000	-0.313	-3.168
1.583	-3.733	13.514	0.000	-0.459	-4.642
2.110	-4.819	17.150	0.000	-0.592	-5.992
2.638	-5.781	20.228	0.000	-0.711	-7.189
3.165	-6.597	22.746	0.000	-0.811	-8.204
3.693	-7.250	24.704	0.000	-0.891	-9.016
4.220	-7.726	26.103	0.000	-0.950	-9.608
4.748	-8.015	26.942	0.000	-0.986	-9.968
5.275	-8.113	27.222	0.000	-0.997	-10.089
5.803	-8.015	26.942	0.000	-0.986	-9.968
6.330	-7.726	26.103	0.000	-0.950	-9.608
6.858	-7.250	24.704	0.000	-0.891	-9.016
7.385	-6.597	22.746	0.000	-0.811	-8.204
7.913	-5.781	20.228	0.000	-0.711	-7.189
8.440	-4.819	17.150	0.000	-0.592	-5.992
8.968	-3.733	13.514	0.000	-0.459	-4.642
9.495	-2.548	9.840	0.000	-0.313	-3.168
10.023	-1.292	8.087	0.000	-0.159	-1.607
10.550	-0.000	6.035	0.000	-0.000	-0.000

fPP : máxima flecha debida a la acción del peso propio de la viga.

fTI : máxima flecha debida a la acción del pretensado instantáneo.

fSB : máxima flecha debida a la acción de la carga permanente sobre la viga.

fPL : máxima flecha debida a la acción del peso de la losa.

fSE : máxima flecha debida a la acción de la superestructura.

Flecha tras tesar la viga (mm): 7.786

Máxima flecha tras hormigonar la losa (mm): 6.308

Máxima flecha tras entrar en servicio (mm): -2.419

Máxima flecha a tiempo infinito (mm): 4.704

E.4.- FITXES D'AUTORITZACIÓ DE LES PLAQUES TT

E.4.1.- Diagrama de tallants i moments en ELS

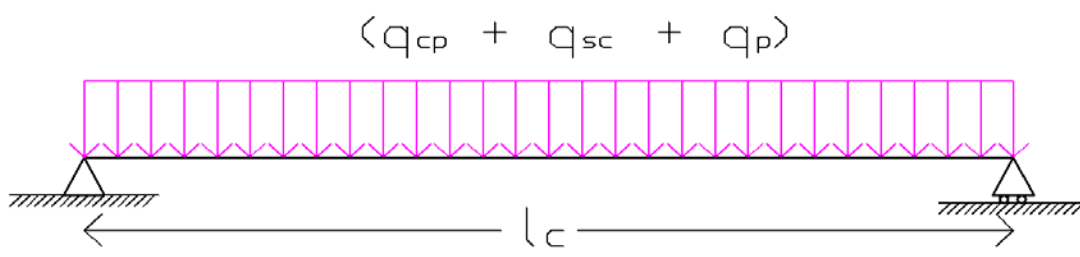
Càrregues:

Càrregues permanents (kN/m):	2,00
Càrregues variables (kN/m):	2,00 (Per metre lineal de placa)
Pes propi de la placa (kN/m):	4,13

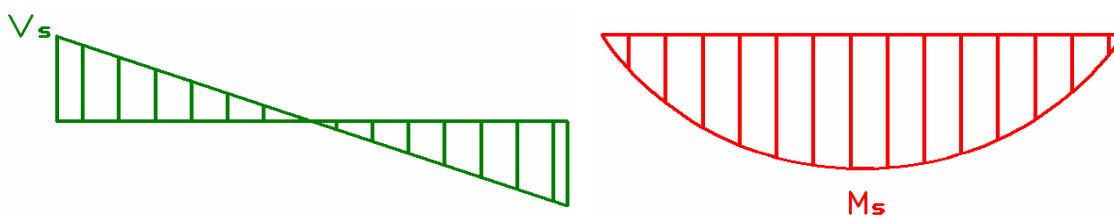
Geometria:

Tipus de Placa TT:	TT3020
Longitud de càlcul (m):	10,69

Esquema de la placa TT:



Diagrames:



Resultats:

<u>Tallant màxima en ELS (kN):</u>	43,45
<u>Moment màxim en ELS (mkN):</u>	116,13

E.4.2.- Diagrama de tallants i moments en ELU

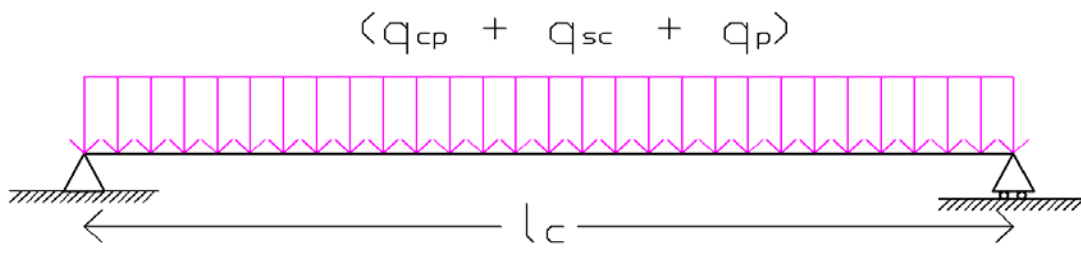
Càrregues permanents (kN/m): 2,70
Càrregues variables (kN/m): 3,00
Pes propi de la placa (kN/m): 5,58

Coefficients de majoració per càrregues permanents: 1,35
Coefficients de majoració per càrregues variables: 1,50

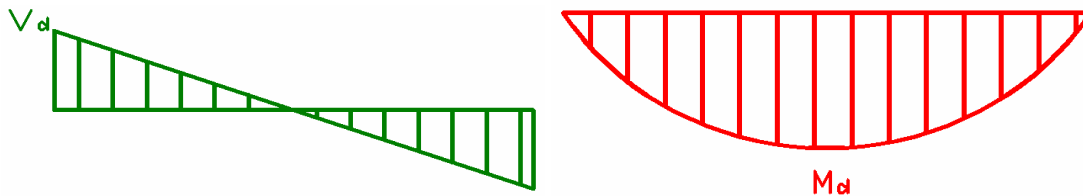
Geometria:

Tipus de Placa TT: TT3020
Longitud de càlcul (m): 10,69

Esquema de la placa TT:



Diagrames:



Resultats:

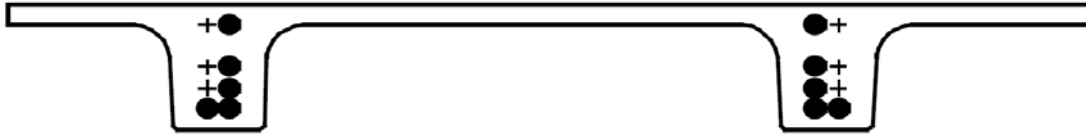
Tallant màxima en ELU (kN): 60,27

Moment màxim en ELU (mkN): 161,07

Mirant les fitxes d'autorització es necessitarà el tipus d'armadura PL-04 que correspon a 10 cordons amb una resistència a la transferència de 400 kp/cm²

E.4.3.- Armadura segons les fitxes d'autorització

Les Plaques TT necessitaran 10 cordons d'armadura principal, col·locats tal i com s'indica a la següent figura:

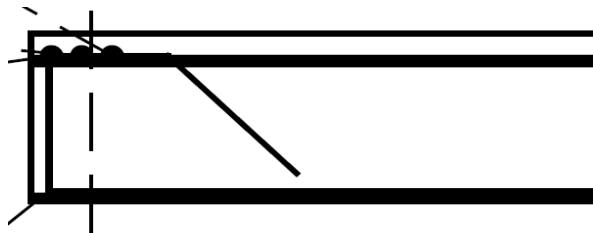



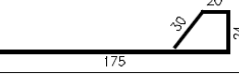

La resistència a la transferència serà de: 400 kp/cm^2

L'armadura passiva de les Plaques TT està formada per una malla 200.200.5 a la part superior

i uns estreps en els nervis seguint el contorn de diàmetre 6 mm cada 20 centímetres.

A cada extrem de les Plaques TT es col·locaran dos reforços de diàmetre 16 i tres, de 12, tal i com s'indica a les següents figures:



FERRALLA					
POS.	N.	Ø/Pas.	L(cm)	FORMA	Peso(Kg)
A1	2	16	249		7.86
B1	2	16	249		7.86
C1	6	12	203		10.82
Total					26.53

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EFHE DEL FORJADO DE PLACAS PRETENSADAS TIPO: PLANAS TT3020

FABRICANTE

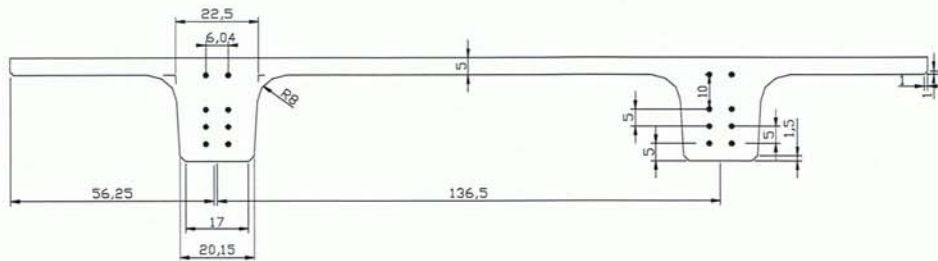
Nombre: PREFABRICATS M. PLANAS, S.A.
 Dirección: Ctra de SILS,s/n
 Población:17430 SANTA COLOMA DE FARNERS (GIRONA)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre: D. Jesús Chomón Díaz
 Titulación: Doctor Ingeniero Industrial

Hoja 1 de 6

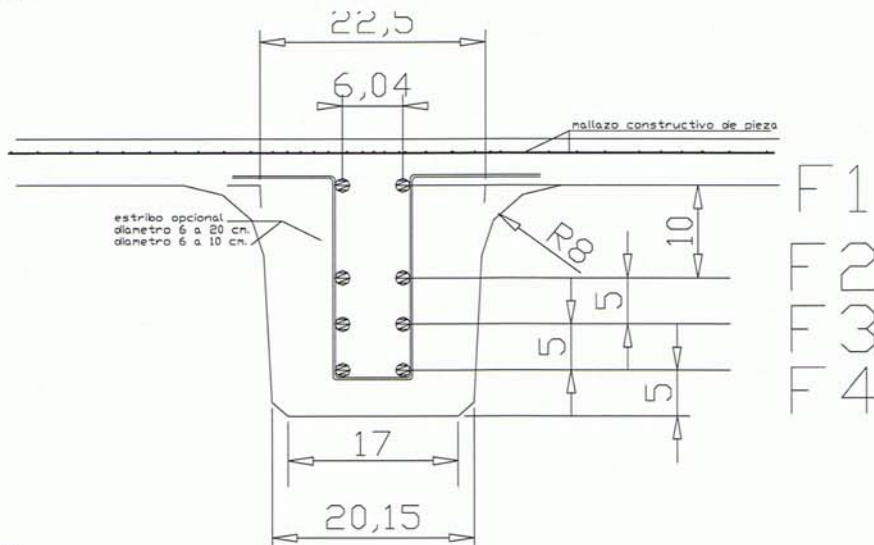
1.- PLACA



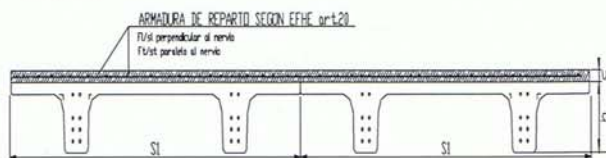
SECCIÓN TRANSVERSAL

PESO 5880 N/m

2.- DETALLES



3.- FORJADO



PESO KN / m2

S1	h+c	P1	Φl/S1	Φt/S1
250	30+0	2,21		
250	30+6	3,65	4a20	4a35
250	30+8	4,13	6a20	6a35
250	30+10	4,61	6a20	6a35

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EFHE DEL FORJADO DE PLACAS PRETENSADAS TIPO: PLANAS TT3020

FABRICANTE

Nombre: PREFABRICATS M. PLANAS, S.A.
 Dirección: Ctra de SILS,s/n
 Población:17430 SANTA COLOMA DE FARNERS (GIRONA)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre: D. Jesús Chomón Díaz
 Titulación: Doctor Ingeniero Industrial

Hoja 2 de 6

4. - MATERIALES

HORMIGON DE PLACA	HP 45/B/12/Qc	fck= 45 N/mm2	$\gamma_c=1.50$
* HORMIGON VERTIDO EN OBRA	HA 25/B/20/IIa	fck= 25 N/mm2	$\gamma_c=1.50$
* HORMIGON VERTIDO EN OBRA	HA30/B/20/IIIb	fck= 30 N/mm2	$\gamma_c=1.50$
* HORMIGON VERTIDO EN OBRA	HA 35/B/20/IV	fck= 35 N/mm2	$\gamma_c=1.50$
ACERO DE PRETENSAR CORDON	Y 1860 S7	fpk=1740 N/mm2	$\gamma_s=1.15$
ACERO ARMADURA SUPERIOR	B500S	fyk=500 N/mm2	$\gamma_s=1.15$

* LA RESISTENCIA CARATERISTICA DEL HORMIGON EN OBRA DEBERA AJUSTARSE A LOS DISTINTOS AMBIENTES A LOS QUE ESTE EXPUESTA LA OBRA

5. -ARMADO DE LA PLACA

	PL1	PL2	PL3	PL4		
SITUACION DE LAS ARMADURAS	F1	2 DN 15.2	2 DN 15.2	2 DN 15.2	2 DN 15.2	DN 15.5=139mm2
	F2	-	-	2 DN 15.2	2 DN 15.2	
	F3	-	2 DN 15.2	2 DN 15.2	2 DN 15.2	
TENSION INICIAL N/mm2	sup	1350	1350	1350	1350	
	inf	1350	1350	1350	1350	
PERDIDAS TOTALES A PLAZO INFINITO %	17,6	18,4	18,4	24,2		

6. - CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA PLACA

TIPO DE VIGUETA	Módulo Resistente		P·e	Tensiones debidas al pretensado		FLEXIÓN POSITIVA		FLEXION NEGATIVA		Rigidez (1)	Cortante Vu	FLEXIÓN POSITIVA		
	inferior	superior		Último	Ejec. vano	Último	Ejec. s/sop	M. Lim. Serv. clase exposición						
	mm ³	mm ³						M ₀	M ₁			M ₂		
PL1	8949348	19822699	35,60	8,25	1,05	111,99	48,65	95,81	87,93	65792	139,68	54,73	62,69	74,50
PL2	9065853	19861158	68,31	14,58	0,61	190,48	86,27	101,73	82,25	66420	184,21	97,06	120,31	141,57
PL3	9105839	19835104	86,07	18,74	1,13	245,30	111,42	108,75	85,26	66594	210,08	125,35	164,61	192,95
PL4	9334757	20016677	124,10	27,37	-0,29	338,87	153,70	94,04	47,93	67929	236,02	172,91	223,88	264,03

Según clase de exposición, abertura máxima de fisura: W_{kI}=0.2mm W_{kIIa}=0.2' mm W_{kIIIyIV}=descompresion

M₀= momento de descompresión de la fibra inferior de la sección

M₀'= momento que produce tensión nula en la fibra de la sección situada a la profundidad de la armadura infer

M₀₂= momento para el que se produce fisura de ancho 0.2 mm.

Los momentos y cortantes provenientes de las cargas mayoradas con el coeficiente de ponderación (de ordinario = 1.5 permanentes y 1.6 sobrecargas) deben ser menores que los valores últimos.

NOTA: (4) A 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor:

Edad.....	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año	>5 años
Rigidez.....	0,83	0,89	0,91	1,00	1,08	1,13	1,16	1,20
Momento de fisuración.....	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22	1,27

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EFHE DEL FORJADO DE PLACAS PRETENSADAS TIPO: PLANAS TT3020

FABRICANTE

Nombre: PREFABRICATS MATEU PLANAS, S.A.
 Dirección: Carretera de SILS, s/n
 Población: 17430 SANTA COLOMA DE FARNERS (GIRONA)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre: D.Jesús Chomón Díaz
 Titulación: Doctor Ingeniero Industrial

Hoja 3 de 6

Flexión positiva Esfuerzo por bandas de 1 metro Flexión positiva

TIPO DE FORJADO	TIPO DE VIGUETA	MÓDULO RESISTENTE $W_{b,inf}$ (mm ³)	β^{***}	MOMENTO ULTIMO (m·kN/m)	RIGIDEZ (m ² -kN/m)		M limite servicio según clase de exposición (m·kN/m)			CORTANTE				
					HOMOG E-Ih	FISURADA E-Ifis	Mo	Mo'	Mo2	Vu (kN/m) (1)	Vu (kN/m) (2)	** ζ	RASANTE Vu(kN/m)	
														CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL
30 + 0 / 250	PL-01	8949348	1,00	44,98	26317	28765	21,89	25,08	30,74	56,10	103,66	1,00	119,79	
	PL-02	9065853	1,00	76,50	26568	29705	38,82	48,12	57,57	73,98	106,02	1,00	133,11	
	PL-03	9105839	1,00	98,51	26638	30370	50,14	65,84	78,12	84,37	107,86	1,00	129,78	
	PL-04	9334757	1,00	136,09	27172	30823	69,17	89,55	106,56	94,79	110,62	1,00	143,75	
					CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL				CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL					
					Φ 6 a 20				Φ 6 a 10					
					PL-01=	45,98	+	24,28=	70,26	PL-01=	45,98	+	48,56=	94,54
					PL-02=	60,64	+	24,28=	84,92	PL-02=	60,64	+	48,56=	109,20
					PL-03=	69,16	+	24,28=	93,44	PL-03=	69,16	+	48,56=	117,72
					PL-04=	77,69	+	24,28=	101,97	PL-04=	77,69	+	48,56=	126,25
					Vcu+Vsu = Vd									

30 + 6 / 250	PL-01	11744766	1,78	66,64	39958	33871	28,73	32,91	40,84	67,58	119,84	1,16	168,00	
	PL-02	11904463	1,78	105,37	40386	36319	50,98	63,19	76,04	78,61	122,57	1,16	181,34	
	PL-03	11977142	1,78	133,70	40559	38005	65,95	86,60	103,42	88,01	124,69	1,16	178,00	
	PL-04	12254800	1,78	176,85	41340	39111	90,80	117,57	140,24	97,43	127,89	1,16	192,00	
					CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL				CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL					
					Φ 6 a 20				Φ 6 a 10					
					PL-01=	55,40	+	28,33=	83,73	PL-01=	55,40	+	56,66=	112,06
					PL-02=	64,43	+	28,33=	92,76	PL-02=	64,43	+	56,66=	121,09
					PL-03=	72,14	+	28,33=	100,47	PL-03=	72,14	+	56,66=	128,80
					PL-04=	79,86	+	28,33=	108,19	PL-04=	79,86	+	56,66=	136,52
					Vcu+Vsu = Vd									

Según clase de exposición, abertura máxima de fisura: $W_i=0.2mm$ $W_{iia}=0.2'mm$ $W_{iiv}=descompresion$

Mo= momento de descompresión de la fibra inferior de la sección

Mo'= momento que produce tensión nula en la fibra de la sección situada a la profundidad de la armadura inferior

Mo2= momento para el que se produce fisura de ancho 0.2 mm.

*** $\beta = (I_b)_{forjado} / (I_b)_{vigueta}$

..(1) Vu corresponde a la formulación según EHE sin armadura transversal

..(2) Vu corresponde a la formulación según EFHE art.14.2.2.1 con entrega 50mm.

** $\zeta = (S/I)_{lisa} / (S/I)_{forjado}$

Los momentos y cortantes provenientes de las cargas mayoradas con el coeficiente de ponderación (de ordinario = 1.5 permanentes y 1.6 sobrecargas) deben ser menores que los valores últimos.

NOTA: (4) A 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor:

Edad.....	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año	>5 años
Rigidez.....	0,83	0,89	0,91	1,00	1,08	1,13	1,16	1,20
Momento de fisuración.....	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22	1,27

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EFHE DEL FORJADO DE PLACAS PRETENSADAS TIPO: PLANAS TT3020

FABRICANTE

Nombre: PREFABRICATS MATEU PLANAS, S.A.
 Dirección: Carretera de SILS, s/n
 Población: 17430 SANTA COLOMA DE FARNERS (GIRONA)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre: D.Jesús Chomón Díaz
 Titulación: Doctor Ingeniero Industrial

Hoja 4 de 6

Flexión negativa Esfuerzo por bandas de 1 metro Flexión negativa

TIPO DE FORJADO	TIPO DE ARMADO	ARMADO POR NERVIO	ÁREA NERVIO (cm2)	Mu (m·kN/m)		Mfis (m·kN/m)	RIGIDEZ (m2·kN/m)		M límite servicio según clase de exposición (m·kN/m)			
				SECCIÓN TIPO	SECCIÓN MACIZADA		BRUTA E·Ib	FISURADA E·Ifis	I	IIa-IIb	IIIa-IV	IIic
30 + 0 / 250	N-01	10 Ø 10	7,85	34,72	38,15	25,58	20040	3243	29,64	25,29	21,29	17,73
	N-02	10 Ø 12	11,31	47,46	54,57	25,95	20176	4303	39,13	32,02	25,44	19,64
	N-03	12 Ø 12	13,57	54,95	65,27	26,20	20264	5169	48,80	38,93	29,69	21,52
	N-04	8 Ø 16 + 4 Ø 12	20,61	71,09	97,59	26,95	20531	8920	69,04	53,64	38,93	25,69
	N-05	12 Ø 16	24,13	73,10	113,35	27,33	20661	9884	73,10	65,91	46,71	29,15
	N-06	16 Ø 16	32,17	76,46	148,26	28,19	20949	11755	76,46	76,46	72,87	41,01
	N-07	20 Ø 16	40,21	78,80	181,81	29,03	21225	13285	78,80	78,80	78,80	55,89
	N-08	16 Ø 20	50,27	80,86	222,38	30,09	21555	14836	80,86	80,86	80,86	63,29
	N-09	20 Ø 20	62,83	82,67	269,51	31,39	21947	16388	82,67	82,67	82,67	82,67

30 + 6 / 250	N-01	10 Ø 10	7,85	42,89	46,10	39,98	35514	5068	35,08	31,67	28,49	25,57
	N-02	10 Ø 12	11,31	59,28	66,49	40,39	35698	6605	41,56	36,27	31,40	27,01
	N-03	12 Ø 12	13,57	69,13	79,20	40,65	35818	7686	49,70	42,01	34,93	28,65
	N-04	8 Ø 16 + 4 Ø 12	20,61	95,66	118,87	41,47	36184	12744	66,99	54,32	42,56	32,19
	N-05	12 Ø 16	24,13	104,21	138,30	41,87	36363	15950	82,54	65,47	49,44	35,24
	N-06	16 Ø 16	32,17	109,62	181,94	42,80	36767	19218	109,62	102,04	72,41	45,33
	N-07	20 Ø 16	40,21	113,42	223,84	43,73	37160	21939	113,42	113,42	101,73	58,52
	N-08	16 Ø 20	50,27	116,82	274,37	44,88	37638	22166	116,82	116,82	116,34	65,44
	N-09	20 Ø 20	62,83	119,89	334,96	46,31	38216	24732	119,89	119,89	119,89	90,04

30 + 0 / 250 Momento máximo en apoyo (nervio simple) = 90,87 m·kN/m
 30 + 6 / 250 Momento máximo en apoyo (nervio simple) = 133,56 m·kN/m
 30 + 0 / 250 Nervio simple con Ac < 4,55 cm2 (sólo en compresión B 500 S)
 30 + 6 / 250 Nervio simple con Ac < 5,51 cm2 (sólo en compresión B 500 S)

Los momentos y cortantes provenientes de las cargas mayoradas con el coeficiente de ponderación, de ordinario = 1,6 (sobrecarga) y 1,5 (permanente), deben ser menores que los valores últimos.

NOTA: (1) A 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor:

Edad.....	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año	>5 años
Rigidez.....	0,83	0,89	0,91	1,00	1,08	1,13	1,16	1,20
Momento de fisuración.....	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22	1,27

(2) Según clase de exposición: abertura wkI = 0,4 mm ; wkIIa = 0,3 mm ; wkIIIa = 0,2 mm ; wkIIic = 0,1 mm

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EFHE DEL FORJADO DE PLACAS PRETENSADAS TIPO: PLANAS TT3020

FABRICANTE
Nombre: PREFABRICATS MATEU PLANAS, S.A.
Dirección: Carretera de SILS, s/n
Población: 17430 SANTA COLOMA DE FARNERS (GIRONA)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA
Nombre: D.Jesús Chomón Díaz
Titulación: Doctor Ingeniero Industrial

Hoja 5 de 6

Flexión positiva		Esfuerzo por bandas de 1 metro							Flexión positiva					
TIPO DE FORJADO	TIPO DE VIGUETA	MÓDULO RESISTENTE W_b, inf (mm ³)	β^{***}	MOMENTO ULTIMO (m·kN/m)	RIGIDEZ (m ² ·kN/m)		M límite servicio según clase de exposición (m·kN/m)			CORTANTE				
					HOMOGENEO E·Ih	FISURADA E·Ifis	Mo	Mo'	Mo2	Vu (kN/m) (1)	Vu (kN/m) (2)	** ζ	RASANTE Vu (kN/m)	
30 + 8 / 250	PL-01	13003978	2,10	73,36	46195	36344	31,81	36,44	45,13	68,55	124,70	1,20	184,11	
	PL-02	13179034	2,10	115,46	46690	39673	56,44	69,96	83,94	80,50	127,53	1,20	197,45	
	PL-03	13263913	2,10	147,15	46907	42055	73,04	95,91	114,24	89,69	129,74	1,20	194,11	
	PL-04	13558750	2,10	193,66	47778	43701	100,46	130,08	154,64	98,89	133,07	1,20	208,12	
CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL					CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL									
Φ 6 a 20					Φ 6 a 10									
					PL-01=	56,19	+	30,76=	86,95	PL-01=	56,19	+	61,52=	117,71
					PL-02=	65,98	+	30,76=	96,74	PL-02=	65,98	+	61,52=	127,50
Vcu+Vsu = Vd					PL-03=	73,52	+	30,76=	104,28	PL-03=	73,52	+	61,52=	135,04
					PL-04=	81,06	+	30,76=	111,82	PL-04=	81,06	+	61,52=	142,58

30 + 10 / 250	PL-01	14429743	2,46	80,09	53409	39146	35,30	40,43	49,88	69,54	128,50	1,24	200,23	
	PL-02	14620548	2,46	125,55	53976	43490	62,61	77,61	92,72	82,47	131,42	1,24	213,58	
	PL-03	14718193	2,46	160,60	54241	46688	81,04	106,42	126,26	91,48	133,70	1,24	210,24	
	PL-04	15030543	2,46	210,48	55207	48982	111,37	144,20	170,65	100,50	137,13	1,24	224,26	
CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL					CORTANTE CON ARMADURA TRANSVERSAL									
Φ 6 a 20					Φ 6 a 10									
					PL-01=	57,00	+	32,38=	89,38	PL-01=	57,00	+	64,76=	121,76
					PL-02=	67,60	+	32,38=	99,98	PL-02=	67,60	+	64,76=	132,36
Vcu+Vsu = Vd					PL-03=	74,98	+	32,38=	107,36	PL-03=	74,98	+	64,76=	139,74
					PL-04=	82,38	+	32,38=	114,76	PL-04=	82,38	+	64,76=	147,14

Según clase de exposición, abertura máxima de fisura: $W_{ki}=0.2mm$ $W_{kii}=0.2'mm$ $W_{kiii}=descompresion$
Mo= momento de descompresión de la fibra inferior de la sección
Mo'= momento que produce tensión nula en la fibra de la sección situada a la profundidad de la armadura inferior
Mo2= momento para el que se produce fisura de ancho 0.2 mm.

*** $\beta = (I_b)_{forjado} / (I_b)_{vigüeta}$
.(1) Vu corresponde a la formulación según EHE sin armadura transversal
.(2) Vu corresponde a la formulación según EFHE art.14.2.2.1 con entrega 50mm.

** $\zeta = (S/I)_{loss} / (S/I)_{forjado}$
Los momentos y cortantes provenientes de las cargas mayoradas con el coeficiente de ponderación (de ordinario = 1.5 permanentes y 1.6 sobrecargas) deben ser menores que los valores últimos.

NOTA: (4) A 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor:

Edad.....	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año	>5 años
Rigidez.....	0,83	0,89	0,91	1,00	1,08	1,13	1,16	1,20
Momento de fisuración.....	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22	1,27

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SEGÚN EFHE DEL FORJADO DE PLACAS PRETENSADAS TIPO: PLANAS TT3020

FABRICANTE

Nombre: PREFABRICATS MATEU PLANAS, S.A.
 Dirección: Carretera de SILS, s/n
 Población: 17430 SANTA COLOMA DE FARNERS (GIRONA)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre: D.Jesús Chomón Díaz
 Titulación: Doctor Ingeniero Industrial

Hoja 6 de 6

Flexión negativa		Esfuerzo por bandas de 1 metro						Flexión negativa				
TIPO DE FORJADO	TIPO DE ARMADO	ARMADO POR NERVIOS	ÁREA NERVIOS (cm ²)	Mu (m·kN/m)		Mfis (m·kN/m)	RIGIDEZ (m ² ·kN/m)		M límite servicio según clase de exposición (m·kN/m)			
				SECCIÓN TIPO	SECCIÓN MACIZADA		BRUTA E·Ib	FISURADA E·Ifis	I	IIa-IIb	IIIa-IV	IIIc
30 + 8 / 250	N-01	10 Ø 10	7,85	45,61	49,13	44,25	41886	5775	38,13	34,56	31,23	28,16
	N-02	10 Ø 12	11,31	63,21	70,35	44,66	42100	7514	44,91	39,38	34,28	29,67
	N-03	12 Ø 12	13,57	73,85	83,82	44,94	42238	8693	53,43	45,38	37,98	31,39
	N-04	8 Ø 16 + 4 Ø 12	20,61	102,82	125,94	45,79	42664	13891	67,23	55,22	44,11	34,32
	N-05	12 Ø 16	24,13	115,02	146,60	46,21	42874	18080	82,40	66,04	50,77	37,29
	N-06	16 Ø 16	32,17	121,80	193,05	47,18	43346	22137	121,80	101,54	72,92	47,01
	N-07	20 Ø 16	40,21	126,21	237,74	48,14	43807	22915	126,21	126,21	101,56	59,78
	N-08	16 Ø 20	50,27	130,17	291,77	49,35	44369	25915	130,17	130,17	116,34	66,73
	N-09	20 Ø 20	62,83	133,69	356,76	50,84	45050	29076	133,69	133,69	133,69	90,94
30 + 10 / 250	N-01	10 Ø 10	7,85	48,33	51,77	48,60	49129	6533	41,23	37,51	34,02	30,81
	N-02	10 Ø 12	11,31	67,14	74,19	49,04	49378	8494	48,31	42,54	37,22	32,39
	N-03	12 Ø 12	13,57	78,56	88,86	49,33	49540	9785	57,21	48,81	41,08	34,20
	N-04	8 Ø 16 + 4 Ø 12	20,61	109,98	133,42	50,22	50036	15163	70,64	58,38	47,06	37,08
	N-05	12 Ø 16	24,13	123,41	155,30	50,66	50281	19353	86,24	69,48	53,89	40,13
	N-06	16 Ø 16	32,17	134,59	204,15	51,67	50833	23053	134,59	105,98	76,59	50,09
	N-07	20 Ø 16	40,21	139,58	251,64	52,68	51374	26413	139,58	139,58	106,10	63,19
	N-08	16 Ø 20	50,27	144,14	309,52	53,94	52035	30070	144,14	144,14	116,64	68,24
	N-09	20 Ø 20	62,83	148,22	378,55	55,51	52838	34010	148,22	148,22	148,22	92,06
30 + 8 / 250		Momento máximo en apoyo (nervio simple) =		149,29 m·kN/m								
30 + 10 / 250		Momento máximo en apoyo (nervio simple) =		165,77 m·kN/m								
30 + 8 / 250		Nervio simple con Ac <		5,83 cm ² (sólo en compresión B 500 S)								
30 + 10 / 250		Nervio simple con Ac <		6,15 cm ² (sólo en compresión B 500 S)								
Los momentos y cortantes provenientes de las cargas mayoradas con el coeficiente de ponderación, de ordinario = 1,6 (sobrecarga) y 1,5 (permanente), deben ser menores que los valores últimos. NOTA: (1) A 28 días. Para otra edad se multiplicará por el factor: Edad..... 7 días 14 días 21 días 28 días 3 meses 6 meses 1 año >5 años Rigidez..... 0,83 0,89 0,91 1,00 1,08 1,13 1,16 1,20 Momento de fisuración..... 0,78 0,86 0,96 1,00 1,10 1,17 1,22 1,27 (2) Según clase de exposición: abertura WkI = 0,4 mm ; WkIIa = 0,3 mm ; WkIIIa = 0,2 mm ; WkIIIC = 0,1 mm												

E.5.- ANNEX DE CÀLCUL DE LES ESCALES

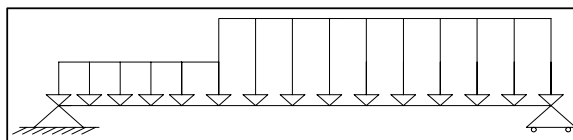
Els dotze trams d'escala s'han calculat amb l'ajuda d'uns fulls de càlcul de l'empresa Prefabricats M.Planas S.A.U. Seguint aquests full es pot veure el procediment que se segueix, ja que apareixen les fórmules que s'apliquen.

Finalment, s'arriba a la conclusió de si l'escala necessita armadura addicional (reforços) o no.

Tipus 2: Replà superior

Geometria de l'escala:

Cantell mínim	20	cm
Cantell replà	20	cm
longitud replà	130	cm
Longitud total	354	cm
Amplada (a)	110	cm
Petjada	28	cm
Contra petjada	18,05	cm



Càrregues

Pp paviment	100	kg/m ²
S.C. Ús.	400	kg/m ²

1. Càlcul del factor 1/cos α :

Factor 1/cos α	1,1898
----------------	---------------

2. Càlcul de les càrregues

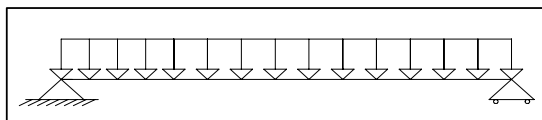
ESCALA		
2.1 Pes Propi:		
Paviment:	110	kg/ml
Formigó:	949,66	kg/ml
Total Pp:	1059,66	kg/ml
2.2 S.C. Ús:		
	440	kg/ml
2.3 Càrrega total (majorada)		
Qt=	2091	kg/ml

REPLÀ		
2.1 Pes Propi:		
Paviment:	110	kg/ml
Formigó:	550,00	kg/ml
Total Pp:	660,00	kg/ml
2.2 S.C. Ús:		
	440	kg/ml
2.3 Càrrega total (majorada)		
Qt=	1551	kg/ml

Coeficients de majoració de les càrregues (control intens)		
Accions permanents	γg	1,35
Accions variables	γq	1,50

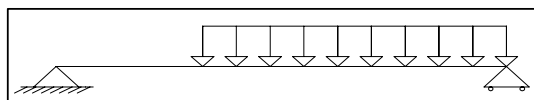
3. Càlcul d'esforços:

q: **1551** kg/ml



Ra=	2745,27	kg
Rb=	2745,27	kg
M(+)=	2429,56	kg m
M(-)=	607,39	kg m

q: **540** kg/ml



Ra=	382,38	kg
Rb=	826,21	kg
M(+)=	632,58	kg m
M(-)=	158,15	kg m

TOTALS

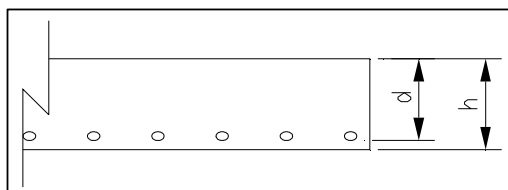
Ra=	3127,65	kg
Rb=	3571,48	kg
M(+)=	3062,15	kg m
M(-)=	765,54	kg m

288

4. Dimensionat a E.L.U. de tensions normals

(Annex 8 EHE)

h= 0,20 m
 d'= 0,04 m
 d= 0,16 m



Condicció

$$U_o = 0.85 * F_{cd} * b * d$$

$$M_d \leq 0.375 * U_o * d$$

$$U_{s1} = U_o * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o * d}} \right)$$

Armat	Fcd (N/mm ²)	Fyd (N/mm ²)	Uo (kN)	Md (kN m)	Us1(kN)	As1(mm ²)
INFERIOR	30	434,78	4488	30,62	195,65	449,99
SUPERIOR	30	434,78	4488	7,66	48,10	110,64

Coeficients de minoració de materials

B 500 S	γ_s	1,15
HA-45	γ_c	1,5

Fck	45	N/mm ²
Fyk	500	N/mm ²

Quanties

Geomètrica $A_{s\ min} = 1.8 * 10^{-3} * h * a$

Mecànica $\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_{s1} * F_{yd}}{a * h * F_{cd}} \right)$

$$A_{s\ min} = \alpha * A_{s1}$$

Quanties

Geomètrica	As min	396	mm ²
	Per cara	198	mm ²
Mecànica	α	1,41	
	As min	156	mm ²
Quantia màxima		198	

ARMAT	INFERIOR	409	mm ² /m	NO CAL REFORÇ
	SUPERIOR	180	mm ² /m	NO CAL REFORÇ

5. E.L.U. de tallant

V_{max} 35,71 kN

5.1 Resistència a compressió obliqua de l'ànima:

V_{u1} **1584** kN **COMPLEIX**

$$V_{u1} = 0.3 * F_{cd} * b * d$$
$$V_{u1} \geq V_{\max}$$

5.2 Tracció de l'ànima

ξ 2,12
ρ₁ 0,00256
V_{u2} **171,56** kN **COMPLEIX**

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{a * d}$$
$$V_{u2} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_1 * F_{ck})^{1/3} * a * d$$
$$V_{u2} \geq V_{\max}$$

6. Càlcul de la longitud de reforç

6.1 Reforç superior

10φ6

As₁₌

280 mm²

Us₁₌

121,74 kN

M_d 1921,41 kg m

q 488,71 kg/ml

R_a=R_b 865,01 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
 q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala
 R_a=R_b Reaccions obtingudes de la càrrega uniforme

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$

a= 244,35
 b= -865,01
 c= 1921,41

x₁= #iNUM!
 x₂= #iNUM!
 x a agafar #iNUM!

Longitud reforç 0,00 m

Quantia reforç 0,00 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m	0,00
-----------------------	------

6.2 Reforç inferior

10φ8

As₁₌

500 mm²

Us₁₌

217,39 kN

M_d 3394,02 kg m

q 1954,83 kg/ml

R_a=R_b 3460,05 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
 q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala
 R_a=R_b Reaccions obtingudes de la càrrega uniforme

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$

a= 977,42
 b= -3460,05
 c= 3394,02

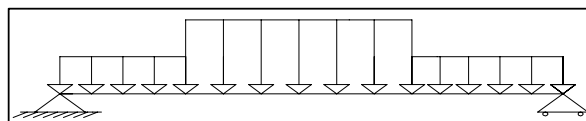
x₁= #iNUM!
 x₂= #iNUM!
 x a agafar #iNUM!

Longitud reforç 0,00 m

Quantia reforç 0,00 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m	0,00
nº diàmetres 10 cada m	0,00
nº diàmetres 12 cada m	0,00

Tipus 4: Dos replans



Geometria de l'escala:

Cantell mínim	20	cm
Cantell replà	20	cm
Longitud replà superior	150	cm
Longitud replà inferior	150	cm
Longitud total	522	cm
Amplada (a)	142	cm
Petjada	28	cm
Contra petjada	18,05	cm

Càrregues

Pp paviment	100	kg/m ²
S.C. Ús.	400	kg/m ²

1. Càlcul del factor 1/cos α :

Factor 1/cos α **1,1898**

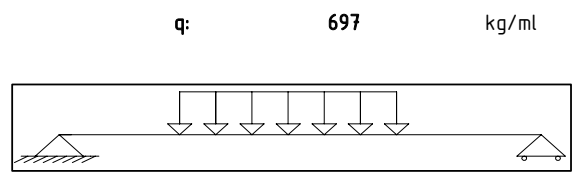
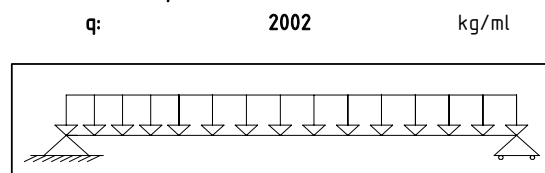
2. Càlcul de les càrregues

ESCALA		
<i>2.1 Pes Propi:</i>		
Paviment:	142	kg/ml
Formigó:	1225,93	kg/ml
Total Pp:	1367,93	kg/ml
<i>2.2 S.C. Ús:</i>		
	568	kg/ml
<i>2.3 Càrrega total (majorada)</i>		
Qt=	2699	kg/ml

REPLÀ		
<i>2.1 Pes Propi:</i>		
Paviment:	142	kg/ml
Formigó:	710,00	kg/ml
Total Pp:	852,00	kg/ml
<i>2.2 S.C. Ús:</i>		
	568	kg/ml
<i>2.3 Càrrega total (majorada)</i>		
Qt=	2002	kg/ml

Coeficients de majoració de les càrregues (control intens)		
Accions permanents	γg	1,35
Accions variables	γq	1,50

3. Càlcul d'esforços:



Ra= **5225,74** kg
Rb= **5225,74** kg

Ra= **773,12** kg
Rb= **773,12** kg

M(+)= **6819,59** kg m
M(-)= **1704,90** kg m

M(+)= **1588,76** kg m
M(-)= **397,19** kg m

TOTALS

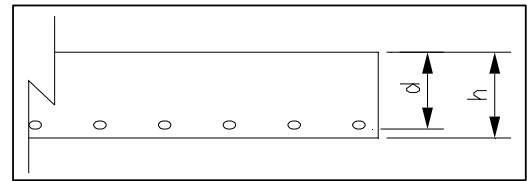
Ra=	5998,86	kg
Rb=	5998,86	kg
M(+)=	8408,35	kg m
M(-)=	2102,09	kg m

292

4. Dimensionat a E.L.U. de tensions normals

(Annex 8 EHE)

h= 0,20 m
 d'= 0,04 m
 d= 0,16 m



$$U_o = 0.85 * F_{cd} * b * d$$

Condicció

$$M_d \leq 0.375 * U_o * d$$

$$U_{s1} = U_o * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o * d}} \right)$$

Armat	Fcd (N/mm2)	Fyd (N/mm2)	Uo (kN)	Md (kN m)	Us1(kN)	As1(mm2)
INFERIOR	30	434,78	5793,6	84,08	551,80	1269,14
SUPERIOR	30	434,78	5793,6	21,02	132,90	305,68

Coeficients de minoració de materials

B 500 S	γ_s	1,15
HA-45	γ_c	1,5

Fck	45	N/mm ²
Fyk	500	N/mm ²

Quanties

Geomètrica $A_{s \min} = 1.8 * 10^{-3} * h * a$

Mecànica $\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_{s1} * F_{yd}}{a * h * F_{cd}} \right)$

$$A_{s \min} = \alpha * A_{s1}$$

Quanties

Geomètrica	As min	511,2	mm ²
	Per cara	256	mm ²
Mecànica	α	1,31	
	As min	399	mm ²
Quantia màxima		399	

ARMAT	INFERIOR	894	mm ² /m	CAL REFORÇ
	#100.100.8 (500mm ² /m)			
ARMAT	SUPERIOR	281	mm ² /m	CAL REFORÇ
	#100.100.6 (280mm ² /m)			

5. E.L.U. De tallants

V_{max} 59,99 kN

5,1 Resistència a compressió obliqua de l'ànima:

V_{u1} **2044,8** kN COMPLEIX

$$V_{u1} = 0.3 * F_{cd} * b * d$$
$$V_{u1} \geq V_{\max}$$

5,2 Tracció de l'ànima

ξ 2,12
ρ₁ 0,00559
V_{u2} **483,85** kN COMPLEIX

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{a * d}$$
$$V_{u2} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_1 * F_{ck})^{1/3} * a * d$$
$$V_{u2} \geq V_{\max}$$

6. Càlcul de la longitud de reforç

6.1 Reforç superior

10φ6

As_{te} = 280 mm²
Us_{te} = 121,74 kN

M_d = 1927,36 kg m

q = 617,16 kg/ml

R_a=R_b = 1610,80 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala
R_a=R_b Reaccions obtingudes de la càrrega uniforme

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$
a = 308,58
b = -1610,80
c = 1927,36

x₁ = 3,362480384
x₂ = 1,857519616
x a agafar = 1,857519616

Longitud reforç = 2,42 m

Quantia reforç = 0,93 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m 0,02 (No cal reforç)

6.1 Reforç inferior

10φ8

As_{te} = 500 mm²
Us_{te} = 217,39 kN

M_d = 3413,00 kg m

q = 2468,65 kg/ml

R_a=R_b = 6443,18 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$
a = 1234,33
b = -6443,18
c = 3413,00

x₁ = 4,62
x₂ = 0,60
x a agafar = 0,60

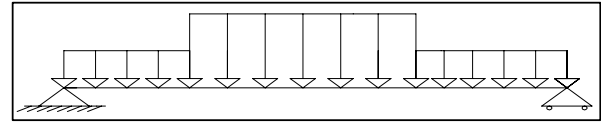
Longitud reforç = 4,94 m

Quantia reforç = 393,76 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m 7,88
nº diàmetres 10 cada m 4,98
nº diàmetres 12 cada m 3,48

8ø8

Tipus 4: Dos replans



Geometria de l'escala:

Cantell mínim	20	cm
Cantell replà	20	cm
Longitud replà superior	150	cm
Longitud replà inferior	150	cm
Longitud total	522	cm
Amplada (a)	110	cm
Petjada	28	cm
Contra petjada	18,05	cm

Càrregues

Pp paviment	100	kg/m ²
S.C. Ús.	400	kg/m ²

1. Càlcul del factor 1/cos α :

Factor 1/cos α **1,1898**

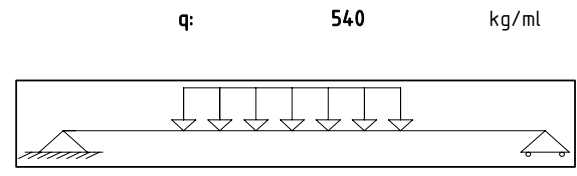
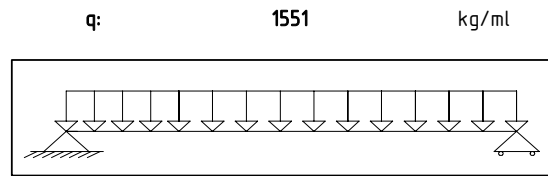
2. Càlcul de les càrregues

ESCALA		
<i>2.1 Pes Propi:</i>		
Paviment:	110	kg/ml
Formigó:	949,66	kg/ml
Total Pp:	1059,66	kg/ml
<i>2.2 S.C. Ús:</i>		
	440	kg/ml
<i>2.3 Càrrega total (majorada)</i>		
Qt=	2091	kg/ml

REPLÀ		
<i>2.1 Pes Propi:</i>		
Paviment:	110	kg/ml
Formigó:	550,00	kg/ml
Total Pp:	660,00	kg/ml
<i>2.2 S.C. Ús:</i>		
	440	kg/ml
<i>2.3 Càrrega total (majorada)</i>		
Qt=	1551	kg/ml

Coeficients de majoració de les càrregues (control intens)		
Accions permanents	γg	1,35
Accions variables	γq	1,50

3. Càlcul d'esforços:



Ra= **4048,11** kg
Rb= **4048,11** kg

Ra= **598,90** kg
Rb= **598,90** kg

M(+)= **5282,78** kg m
M(-)= **1320,70** kg m

M(+)= **1230,73** kg m
M(-)= **307,68** kg m

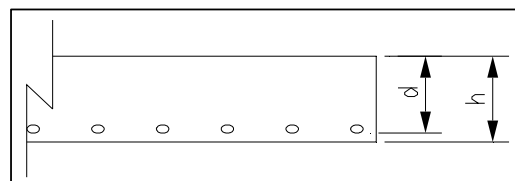
TOTALS

Ra=	4647,01	kg
Rb=	4647,01	kg
M(+)=	6513,51	kg m
M(-)=	1628,38	kg m

4. Dimensionat a E.L.U. de tensions normals

(Annex 8 EHE)

h= 0,20 m
 d'= 0,04 m
 d= 0,16 m



$U_o = 0.85 * F_{cd} * b * d$

Condicció $M_d \leq 0.375 * U_o * d$

$U_{s1} = U_o * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o * d}} \right)$

Armat	Fcd (N/mm2)	Fyd (N/mm2)	Uo (kN)	Md (kN m)	Us1(kN)	As1(mm2)
INFERIOR	30	434,78	4488	65,14	427,45	983,14
SUPERIOR	30	434,78	4488	16,28	102,95	236,80

Coeficients de minoració de materials

B 500 S	γ_s	1,15
HA-45	γ_c	1,5

Fck	45	N/mm ²
Fyk	500	N/mm ²

Quanties

Geomètrica $A_{s\ min} = 1.8 * 10^{-3} * h * a$

Mecànica $\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_{s1} * F_{yd}}{a * h * F_{cd}} \right)$

$A_{s\ min} = \alpha * A_{s1}$

Quanties

Geomètrica	As min	396	mm ²
	Per cara	198	mm ²
Mecànica	α	1,31	
	As min	309	mm ²
Quantia màxima		309	

ARMAT	INFERIOR	894	mm ² /m	CAL REFORÇ
	#100.100.8 (500mm ² /m)			
ARMAT	SUPERIOR	281	mm ² /m	CAL REFORÇ
	#100.100.6 (280mm ² /m)			

5. E.L.U. De tallants

V_{max} 46,47 kN

5,1 Resistència a compressió obliqua de l'ànima:

V_{u1} **1584** kN COMPLEIX

$$V_{u1} = 0.3 * F_{cd} * b * d$$
$$V_{u1} \geq V_{\max}$$

5,2 Tracció de l'ànima

ξ 2,12
ρ₁ 0,00559
V_{u2} **374,82** kN COMPLEIX

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{a * d}$$
$$V_{u2} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_1 * F_{ck})^{1/3} * a * d$$
$$V_{u2} \geq V_{\max}$$

6. Càlcul de la longitud de reforç

6.1 Reforç superior

10φ6

As_{te} = 280 mm²
Us_{te} = 121,74 kN

M_d = 1921,41 kg m

q = 478,08 kg/ml

R_a=R_b = 1247,80 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala
R_a=R_b Reaccions obtingudes de la càrrega uniforme

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$
a = 239,04
b = -1247,80
c = 1921,41

x₁ = #iNUM!
x₂ = #iNUM!
x a agafar #iNUM!

Longitud reforç #iNUM! m

Quantia reforç 0,93 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m 0,02 (No cal reforç)

6.1 Reforç inferior

10φ8

As_{te} = 500 mm²
Us_{te} = 217,39 kN

M_d = 3394,02 kg m

q = 1912,34 kg/ml

R_a=R_b = 4991,20 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$
a = 956,17
b = -4991,20
c = 3394,02

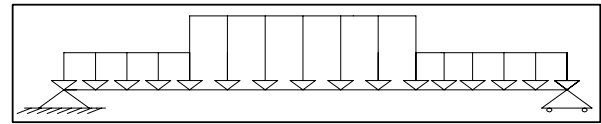
x₁ = 4,42
x₂ = 0,80
x a agafar 0,80

Longitud reforç 4,53 m

Quantia reforç 393,76 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m 7,88 8ø8
nº diàmetres 10 cada m 4,98
nº diàmetres 12 cada m 3,48

Tipus 4: Dos replans



Geometria de l'escala:

Cantell mínim	20	cm
Cantell replà	15	cm
Longitud replà superior	112	cm
Longitud replà inferior	150	cm
Longitud total	542	cm
Amplada (a)	142	cm
Petjada	28	cm
Contra petjada	18,05	cm

Càrregues

Pp paviment	100	kg/m ²
S.C. Ús.	400	kg/m ²

1. Càlcul del factor 1/cos α :

Factor 1/cos α **1,1898**

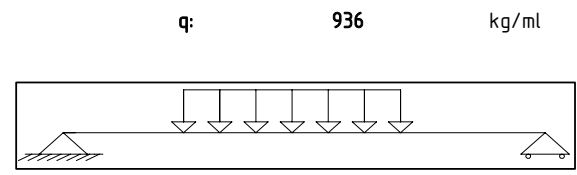
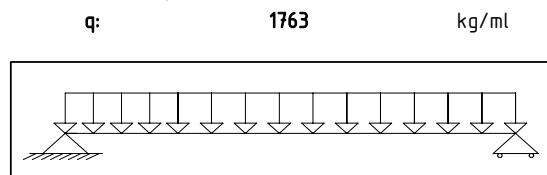
2. Càlcul de les càrregues

ESCALA		
<i>2.1 Pes Propi:</i>		
Paviment:	142	kg/ml
Formigó:	1225,93	kg/ml
Total Pp:	1367,93	kg/ml
<i>2.2 S.C. Ús:</i>		
	568	kg/ml
<i>2.3 Càrrega total (majorada)</i>		
Qt=	2699	kg/ml

REPLÀ		
<i>2.1 Pes Propi:</i>		
Paviment:	142	kg/ml
Formigó:	532,50	kg/ml
Total Pp:	674,50	kg/ml
<i>2.2 S.C. Ús:</i>		
	568	kg/ml
<i>2.3 Càrrega total (majorada)</i>		
Qt=	1763	kg/ml

Coeficients de majoració de les càrregues (control intens)		
Accions permanents	γg	1,35
Accions variables	γq	1,50

3. Càlcul d'esforços:



Ra= **4776,58** kg
Rb= **4776,58** kg

Ra= **1310,58** kg
Rb= **1310,58** kg

M(+)= **6472,26** kg m
M(-)= **1618,07** kg m

M(+)= **2634,27** kg m
M(-)= **658,57** kg m

TOTALS

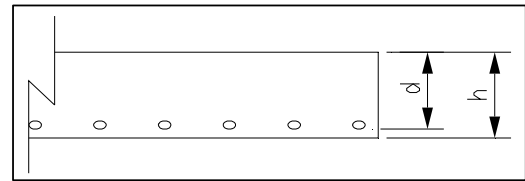
Ra=	6087,16	kg
Rb=	6087,16	kg
M(+)=	9106,53	kg m
M(-)=	2276,63	kg m

300

4. Dimensionat a E.L.U. de tensions normals

(Annex 8 EHE)

h= 0,20 m
 d'= 0,04 m
 d= 0,16 m



Condicció

$$U_o = 0.85 * F_{cd} * b * d$$

$$M_d \leq 0.375 * U_o * d$$

$$U_{s1} = U_o * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o * d}} \right)$$

Armat	Fcd (N/mm2)	Fyd (N/mm2)	Uo (kN)	Md (kN m)	Us1(kN)	As1(mm2)
INFERIOR	30	434,78	5793,6	91,07	600,25	1380,58
SUPERIOR	30	434,78	5793,6	22,77	144,08	331,39

Coefficients de minoració de materials

B 500 S γ_s 1,15
 HA-45 γ_c 1,5

Fck 45 N/mm²
 Fyk 500 N/mm²

Quanties

Geomètrica $A_{s \min} = 1.8 * 10^{-3} * h * a$

Mecànica $\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_{s1} * F_{yd}}{a * h * F_{cd}} \right)$

$$A_{s \min} = \alpha * A_{s1}$$

Quanties

Geomètrica	As min	511,2	mm ²
	Per cara	256	mm ²
Mecànica	α	1,29	
	As min	427	mm ²
Quantia màxima		427	

ARMAT	INFERIOR	972	mm ² /m	CAL REFORÇ
	#100.100.8 (500mm ² /m)			
ARMAT	SUPERIOR	301	mm ² /m	CAL REFORÇ
	#100.100.6 (280mm ² /m)			

5. E.L.U. De tallants

V_{max} 60,87 kN

5,1 Resistència a compressió obliqua de l'ànima:

V_{u1} **2044,8** kN COMPLEIX

$$V_{u1} = 0.3 * F_{cd} * b * d$$
$$V_{u1} \geq V_{\max}$$

5,2 Tracció de l'ànima

ξ 2,12
ρ₁ 0,00608
V_{u2} **526,34** kN COMPLEIX

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{a * d}$$
$$V_{u2} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_1 * F_{ck})^{1/3} * a * d$$
$$V_{u2} \geq V_{\max}$$

6. Càlcul de la longitud de reforç

6.1 Reforç superior

10φ6

As_{te} = 280 mm²
Us_{te} = 121,74 kN

M_d = 1927,36 kg m

q = 619,99 kg/ml

R_a=R_b = 1680,17 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala
R_a=R_b Reaccions obtingudes de la càrrega uniforme

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$
a = 309,99
b = -1680,17
c = 1927,36

x₁ = 3,771461622

x₂ = 1,648538378

x a agafar = 1,648538378

Longitud reforç = 3,04 m

Quantia reforç = 20,72 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m	0,41	2ø8
-----------------------	------	-----

6.1 Reforç inferior

10φ8

As_{te} = 500 mm²
Us_{te} = 217,39 kN

M_d = 3413,00 kg m

q = 2479,96 kg/ml

R_a=R_b = 6720,69 kg

on: M_d Moment màxim que aguanta la malla
q Càrrega uniforme obtinguda del Moment màxim de l'escala

Equació: $a x^2 + b x + c = 0$
a = 1239,98
b = -6720,69
c = 3413,00

x₁ = 4,85

x₂ = 0,57

x a agafar = 0,57

Longitud reforç = 5,21 m

Quantia reforç = 472,24 mm²/m

nº diàmetres 8 cada m	9,44	10ø8
nº diàmetres 10 cada m	5,98	
nº diàmetres 12 cada m	4,18	